

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
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 العالي والبحث العلمي
جامعة حسيبة بن بوعلي بالشلف
كلية الهندسة المدنية والمعمارية

ACTES

De la

1^{ÈRE} RENCONTRE DES DOCTORANTS DE LA FACULTE

Le 30 Mai 2016



مخبر علوم المواد والبيئة

Laboratoire des Sciences des
Matériaux et Environnement



مخبر هندسة المواد

Laboratoire de
GEOMATERIAUX



مخبر الهياكل، جيوتقنية والمخاطر

Laboratoire de Structures,
Géotechnique et Risques

Liste des Communications

- 1 BENLAKEHAL NOURREDINE, LAMRI BELKACEM : **ETUDE PAR SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES PORTIQUES METALLIQUES EN SITUATION D'INCENDIE**
- 2 HENNI CHEBRA KHADIDJA, BOUGARA ABDELKADER : **VALORISATION DES POUSSIERES GENEREES PAR FABRICATION DU CIMENT**
- 3 MERZOUG FATIHA, EZZIANE KARIM : **DEFORMATION DE RETRAIT DES ECHANTILLONS SOUMIS AU SECHAGE POUR DIFFERENT RAPPORT E/C**
- 4 BERRADIA MOHAMMED, KASSOUL AMAR : **EFFET DU CONFINEMENT PAR POLYMERE RENFORCE DE FIBRES DE CARBONE SUR LES COLONNES CIRCULAIRES**
- 5 ABDESSELAM HALIMA, KASSOUL AMAR : **ETUDE DE L'EFFET DU CONFINEMENT LATERAL SUR LES ELEMENTS STRUCTURES EN BETON A HAUTE RESISTANCE (BHR)**
- 6 FARID BOUZIADI, BENS Aid BOULEKBACHE, MOSTEFA HAMRAT : **RETRAIT ET FLUAGE DES BETONS- ANALYSE COMPAREE ENTRE BÉTON ORDINAIRE ET BÉTON À HAUTE RÉSISTANCE**
- 7 Bouzid Haytham, KASSOUL Amar : **EFFET DES ARMATURES LONGITUDINALES SUR LA DUCTILITE LOCALE DES POUTRES EN BHR**
- 8 YAHMI, BRANCI : **ÉVALUATION DE LA RÉSISTANCE DE RÉSERVE DES OSSATURES MÉTALLIQUES**
- 9 DENINE Sidali , DELLA Noureddine : **ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE D'UN SOL GRANULAIRE TRAITE OU RENFORCE**
- 10 BOUARICHA Leyla , DJAFAR HENNI Ahmed : **EFFET COMBINE DU NOMBRE DE NAPPES ET TYPES DE FIBRE DE VERRE SUR LES CARACTERISTIQUES DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT DU SABLE DE CHLEF**
- 11 Merouani Mohammed Redha, Lamri Belkacem : **CONTRIBUTION A L'ETUDE POST-STIMISMIQUE DU COMPORTEMENT DES STRUCTURES METALLIQUES SOUS L'EFFET D'UN INCENDIE**
- 12 Nafissa Zouatnia, Lazreg Hadji, Amar KASSOUL : **ANALYSE DE LA REPOSE MECANIQUE DES STRUCTURES AVEC LA CONSIDERATION DE L'EFFET DE GAUCHISSEMENT**
- 13 Boutouba Kheira, Djafar Henni Ahmed, Arab Ahmed : **Revue exhaustive sur les méthodes et procédés de renforcement des sols par : liant hydraulique et fibres synthétiques**
- 14 BENYAHIA Ahmed Bilal, DJAFAR HENNI Ahmed : **Etat des connaissances relevant sur les aspects physico-mécaniques des sols renforcés par : fibres synthétiques –résidus de clinker –émulsion de bitume**

- 15 DOUMI KHAYREDDINE, BELKHATIR MOSTEFA : **ETUDE DU COMPORTEMENT EN CONDITION NON DRAINEE DES LIMONS SABLEUX NON SATURES - INFLUENCE DES CONDITIONS INITIALES**
- 16 N.BELHADJ BENZIANE, N.DELLA, M.MEKKAKIA MAAZA : **CONTRIBUTION A L'ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN SOL SABLEUX A RISQUE AMELIORE PAR INCLUSIONS : CAS DE LA LIQUEFACTION STATIQUE**
- 17 BENZINEB KHADIDJA, REMAOUN MOHAMED : **MODELISATION PLUIE-DEBIT JOURNALIER PAR LES RESEAUX DE NEURONES EN ZONE SEMI-ARIDE«CAS DU BASSIN DE OUED OUAHRANE»**
- 18 ZEDAM Miloud, ARABI Mourad, SAAD HAMMOUDI Abed al Amir : **INFLUENCE DE LA BANQUETTE DE DRS SUR LE RUISSELLEMENT ET TRANSPORT SOLIDE EN ALGERIE**
- 19 YASSINE BOUNEDJEMA, EZZIANE KARIM : **EVALUATION DES MODIFICATIONS MÉCANIQUES ET RHÉOLOGIQUES APPORTÉES PAR LES SABLES DE CONCASSAGE AUX MORTIERS**
- 20 FACI Abdallah, BELKHATIR MOSTEFA : **Étude en laboratoire du potentiel de liquéfaction des sols sableux sur consolidés influence des conditions initiales**
- 21 Didouche Zahia, EZZIANE KARIM : **CINÉTIQUE DE LA CHALEUR D'HYDRATATION D'UN CIMENT ACTIVÉ PAR LES ADDITIONS MINÉRALE ET ORGANIQUES SOUS L'EFFET DE LA FINESSE ET DE LA TEMPÉRATURE**

ETUDE PAR SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES PORTIQUES METALLIQUES EN SITUATION D'INCENDIE

BENLAKEHAL NOURREDINE¹, LAMRI BELKACEM¹

¹Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie
n_blk@yahoo.fr

Résumé

Les structures en portiques métalliques à double versants sont largement utilisées dans les bâtiments industriels pour des raisons pratiques d'exploitation, de durabilité et de rentabilité. Cependant le matériau acier quoi que ductile, il reste vulnérable aux excès de températures. Les récents événements d'incendies concernant les structures et bâtiments industriels de Sonatrach, à Alger dans une zone urbaine ou à Skikda dans une zone industrielle, nous rappellent le danger réel et le risque potentiel des incendies. Les nouvelles normes Européennes définissent des exigences actives et passives concernant le comportement au feu des hangars industriels. L'objectif de ce travail est d'étudier, par des simulations numériques, le comportement des portiques métalliques à double versants sous différents scénarios d'incendie. L'analyse numérique par la MEF et utilisant le logiciel ANSYS est considérée afin d'évaluer la résistance de ces structures et de rationaliser leur protection au feu. Une analyse, utilisant les non linéarités géométrique et matérielle, est conduite avec une variation progressive des températures jusqu'à la ruine. Différents taux de chargement ainsi que différents scénarios de feu seront utilisés pour évaluer la température critique ainsi que les déplacements des portiques en fonction de l'évolution de la température. Les résultats du modèle numérique sont comparés à ceux calculés par les méthodes simplifiées de l'Eurocode 3.

Mots –Clés : Bâtiments industriels, portiques métalliques, incendie, hautes températures, simulation numérique

1. INTRODUCTION

L'incendie représente un risque majeur dans le domaine du génie civil et notamment dans le bâtiment. Il peut causer des pertes humaines et matérielles considérables. Lors d'un incendie, les éléments d'un bâtiment perdent de leur résistance mécanique du fait de l'augmentation de la température, ceci entraîne la ruine plus ou moins importante du bâtiment. Ceci est dû essentiellement à la grande déformation de l'acier sous l'effet de hautes températures où la limite élastique f_y et le module de Young E subissent une dégradation importante [1].

De nombreuses études prennent en considération les effets de la dégradation de la résistance et de la rigidité sous l'effet d'incendie dans l'analyse du comportement des éléments de structures métalliques [2-5]. Cependant l'étude de leur comportement structural dans un contexte de portique, en 2D où dans un ouvrage industriel en 3D, nécessite des modèles numériques plus élaborés auxquelles les nouvelles normes Européennes datant du 5 Aout 2002 répondent par des exigences prescriptives [6]. Ces dernières sont énumérées comme suit :

- En cas d'incendie se déclarant dans une des cellules du bâtiment, il ne doit pas y avoir d'effondrement de la structure vers l'extérieur.
- En cas d'incendie se déclarant dans une des cellules du bâtiment, la ruine de cette cellule ne doit pas entraîner la ruine des cellules avoisinantes.
- Le comportement de la structure au voisinage des éléments séparatifs coupe- feu doit permettre à ces derniers de conserver leur qualité coupe-feu pendant la durée requise.

Afin de répondre à ces critères de performance, plusieurs études paramétriques pour les bâtiments industriels en charpente métallique ont été menées dans le cadre d'un projet de recherche Européen. Ces études ont permis d'élaborer des méthodes simplifiées de dimensionnement, essentiellement prescriptives selon des scénarios d'incendie [7].

Le comportement réel des bâtiments industriels en situation d'incendie nécessite la considération de paramètres tenant compte de la non-linéarité matérielle et géométrique du matériau acier ainsi que les variations des caractéristiques thermomécaniques de ce dernier. Cependant, seul un calcul avancé utilisant la modélisation par

des logiciels en éléments finis permet une analyse globale de la structure (ANSYS, ABAQUS, SAFIR, ...) en prévoyant des scénarios de feu les plus divers [8-10].

Cet article a pour objectif de procéder, par une simulation numérique, à l'étude du comportement non-linéaire de portiques à double versants sous des conditions d'incendie. Les modèles sont élaborés sous l'incendie conventionnel ISO 834 [11] en utilisant le logiciel ANSYS [12]. L'analyse, utilisant la non linéarité géométrique et la non linéarité du matériau, est conduite avec une variation progressive des températures jusqu'à la ruine. Différents taux de chargement ainsi que différents scénarios de feu sont utilisés pour évaluer la température critique ainsi que les déplacements des portiques en fonction de l'évolution de la température.

2. PROPRIETES MECANQUES ET THERMIQUES DE L'ACIER AUX TEMPERATURES ELEVEES

2.1. Relations contrainte - déformation

Pour les matériaux tels que l'acier, l'accroissement de température conduit à la diminution des propriétés mécaniques tels que la limite d'élasticité f_y et le module de Young E .

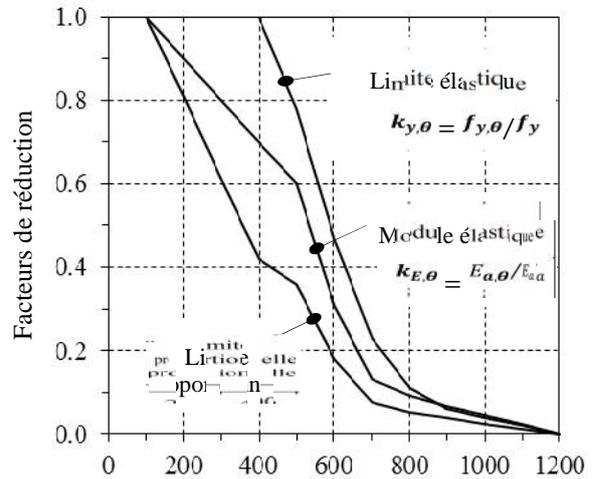
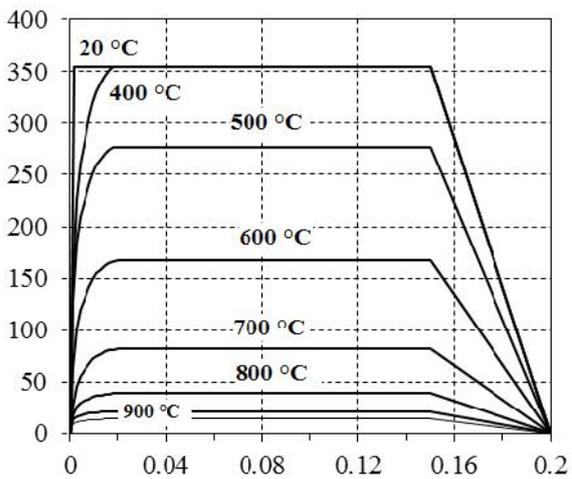


Figure 1 Contraintes de déformations de l'acier à différentes températures

On peut constater que la perte significative en résistance pour l'acier commence à 400 °C. A 600°C, sa résistance est réduite approximativement de 50%. En revanche, sa raideur pourrait être réduite de 70% d'environ.

L'Eurocode 3 [1] donne une formule approximative du facteur de réduction pour la limite d'élasticité $k_{y,\theta}$ en fonction de la température θ :

$$k_{y,\theta} = \left[0.96741 \left(1 + e^{\left(\frac{\theta - 482}{39.19} \right)} \right) \right]^{-1/3.833} \quad (1)$$

et du facteur de réduction du module de Young $k_{E,\theta}$ selon la figure 2.

2.2. Dilatation thermique

Pour le matériau acier, l'Eurocode 3 [1] propose des formules empiriques de la dilatation thermique $\Delta L/L$ en fonction de la température.

$$\begin{aligned}
 (\Delta L/L)_a &= -2.416 \times 10^{-4} + 1.2 \times 10^{-5} \theta + 0.4 \times 10^{-8} \theta^2 && \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C} \\
 (\Delta L/L)_a &= 11 \times 10^{-3} && \text{pour } 750^\circ\text{C} \leq \theta \leq 860^\circ\text{C} \\
 (\Delta L/L)_a &= -6.2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta && \text{pour } 860^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned} \tag{2}$$

Pour des calculs simplifiés, l'EC3 [1] propose une valeur constante de α égale à $14 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

3. DONNEES DE BASE

3.1. Modèles d'incendie

Bien que les paramètres qui gouvernent les conditions de développement d'un incendie réel sont nombreux (quantité et nature des matériaux combustibles, types de parois du compartiment et conditions de ventilation), un modèle de feu conventionnel, ISO 834, a été adopté, figure 3. Cette dernière représente l'action d'un incendie dans un bâtiment à compartiment dit confiné selon la formule donnée par l'Eurocode1 partie 1-2 [11]:

$$\theta_a = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \tag{3}$$

Où : θ_a est la température des gaz en $[\text{ }^\circ\text{C}]$ et t est le temps en $[\text{min}]$.

3.2 Evolution de la température dans les profils métalliques

La courbe d'évolution de la température dans la section des profils métalliques [13], IPE400 et IPE450, constitue la sollicitation thermique adoptée dans le modèle étudié. L'accroissement de la température U_{θ_a} , pour les sections non protégées, est donné par la formule (4) [1]:

$$U_{\theta_a} = k_{sh} \frac{1}{\dots_a c_a} \left(\frac{A_m}{V} \right) \dot{h}_{net,d} U t \quad [^\circ\text{C}] \tag{4}$$

Où k_{sh} est le facteur de correction pour l'effet d'ombre; A_m/V est le facteur de massiveté pour les éléments en acier non protégés; c_a est la chaleur spécifique de l'acier $[\text{J/kgK}]$; $\dot{h}_{net,d}$ est la valeur de calcul du flux thermique net par unité de surface $[\text{W/m}^2]$; $U t$ est l'intervalle de temps $[\text{s}]$; \dots_a est la masse volumique de l'acier $[\text{kg/m}^3]$.

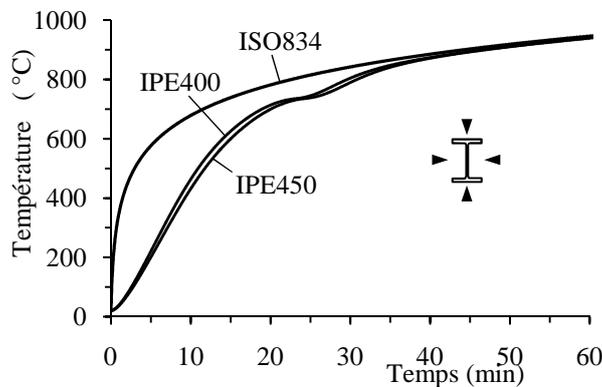


Figure 3. Courbe ISO834 et profils de température /temps dans les sections

3.3. Données structurales et sollicitations

Le but est d'étudier deux portiques : le premier à une travée et le deuxième à deux travées dont les traverses sont à double versant. Ces cas représentent les structures de contreventement pour les bâtiments industriels dont les montants sont bi-articulés à leurs bases par soucis d'allègement des fondations.

Le modèle choisi du portique est de hauteur égale à 7.5 m et d'une traverse de longueur égale à 20 m. La hauteur du portique à mi-travée est de 8 m, donnant une inclinaison à la traverse de 5% dans chaque extrémité. Les données de sollicitations représentant, le poids de la toiture et des pannes est de 0.25 kN/m^2 , le poids du bardage des façades est de 0.15 kN/m^2 , le poids de la neige est de 0.55 kN/m^2 et la charge du vent est de 0.555 kN/m^2 .

Le portique à deux travées est réalisé à partir du précédent portique à une travée en considérant les mêmes caractéristiques géométriques ainsi que le même type de chargement.

Un dimensionnement à froid du portique à une travée a été mené en utilisant le logiciel «Portal» établi par le CTICM [14] selon les Eurocodes 1 et 3 partie 1-1. Ceci a donné pour les montants un profil IPE 450 et pour la traverse un profil IPE 400. L'acier considéré est de nuance S355 en conformité avec les exigences sévères d'un environnement sous de très hautes températures. Aux extrémités de la traverse, la liaison de cette dernière aux montants est considérée comme rigide. A leurs bases, les montants sont articulés aux socles des fondations.

Pour le calcul aux températures élevées, seules les charges verticales dues à G (poids propre, toiture et bardage) et S (neige) sont considérées dans l'analyse sous la combinaison G+0.2S.

Le modèle choisi est représenté sur la figure 4.

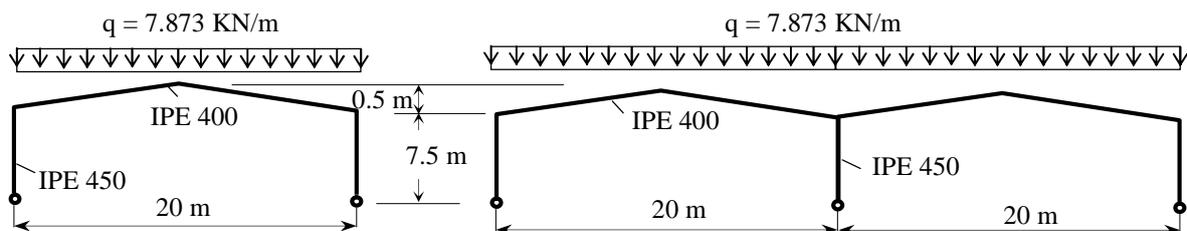


Figure 4. Modèles de portiques à analyser

4. MODELISATION NUMERIQUE UTILISANT LE LOGICIEL ANSYS

Le but de cet article est de produire un modèle numérique permettant de reproduire le comportement des portiques métalliques à double versant sous des conditions d'incendie et intégrant les paramètres thermomécaniques de l'acier (c_a, E, f_y, r) variant en fonction de la température.

Le logiciel aux éléments finis ANSYS a été utilisé pour permettre cette modélisation utilisant les non linéarités géométrique et matérielle. L'élément «beam189» a été choisi pour modéliser au mieux les lois de comportement du matériau acier et en particulier l'évolution progressive de la plasticité sur la hauteur de la section. La non linéarité du matériau est établie par les diagrammes contraintes-déformations de la figure 1. Le coefficient de dilatation thermique est fonction de la température selon les équations (2).

4.1 Hypothèses

Le modèle numérique tient compte des hypothèses suivantes :

- Température uniforme dans les éléments métalliques,
- Non linéarité géométrique en grands déplacements,
- Non linéarité matérielle σ - ϵ , comportement Multi- linéaire élastique sans 'Strain Hardening',

Les éléments du portique sont prémunis contre les déplacements hors-plan.

4.2 Discrétisation et modèle numérique

Les montants et la traverse ont été discrétisés respectivement en 15 éléments et 40 éléments selon leurs longueurs. L'élément «beam189» permet aussi la division selon la hauteur de la section pour permettre la prise en compte de la non linéarité du matériau. Pour les montants et la traverse, la section a été divisée en 8 éléments (voir figure 5).

Pour éviter tout déplacement latéral, les nœuds de la semelle supérieure pour les éléments verticaux (montant) et horizontaux (traverse) sont bloqués latéralement (sens z).

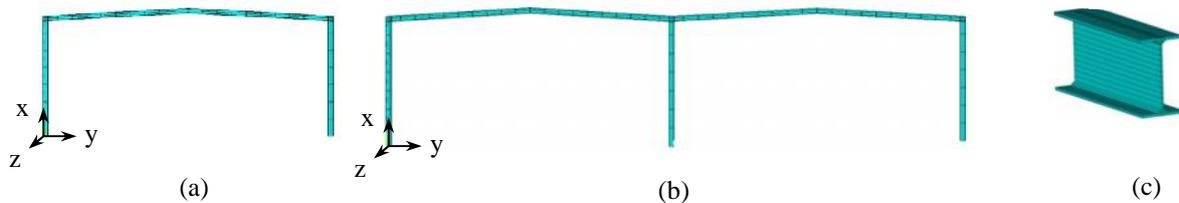


Figure 5. Modèle numérique : (a), (b) discrétisation des portiques
(c) discrétisation de la section

5. ANALYSE ET RESULTATS

5.1. Portique à une travée

Le calcul mécanique est effectué pour des températures dans les sections variant selon les courbes de la figure 3 pour un intervalle de temps pris égal à une seconde.

Un premier scénario (dit scénario 1) de feu représentant le cas d'un embrasement généralisé qui considère que toute la structure, figure 6, est soumise à l'action du feu ISO834 est considéré. Pour ce cas, un taux de chargement η , défini comme le rapport des effets des actions en situation d'incendie et ceux en situation à température normale, est pris variant entre 0.2 et 0.8.

La température critique est considérée atteinte quand le modèle cesse de converger.

La figure 7 montre la déformation du portique à différentes températures.

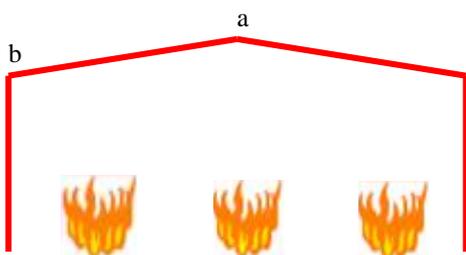


Figure 6. Scénario (1) - Portique sous charge du feu généralisé.

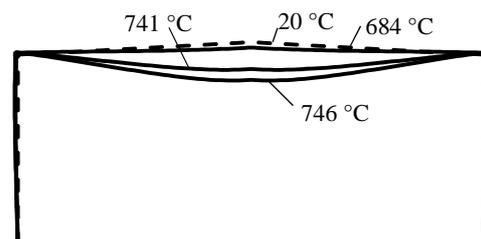
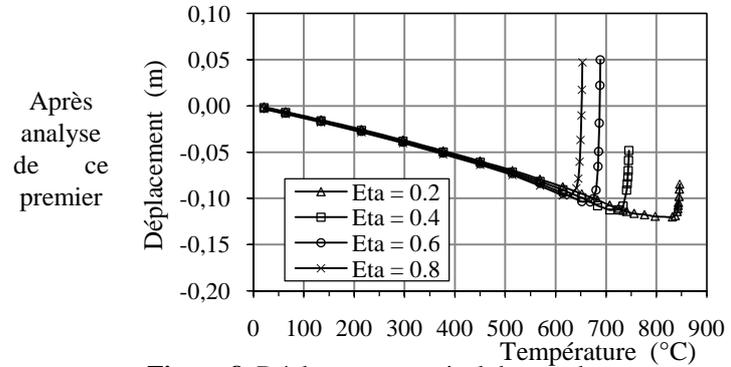
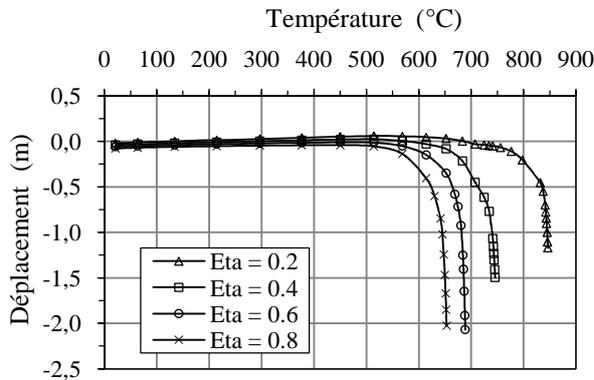


Figure 7. Déformation du portique pour différentes températures ($\eta=0.4$)

Les valeurs des déplacements maximums au milieu de la traverse (a) ainsi qu'à l'extrémité (b) sont données par les figures 8 et 9. Selon les résultats mentionnés sur ses figures, la température de ruine diminue de 847 °C à 654 °C pour des taux de chargement η , variant de 0.2 à 0.8 respectivement.



scénario, il en découle que le mode de ruine de portiques de bâtiments industriels se développe vers l'intérieur du bâtiment comme stipulé par les exigences des normes Européennes citées auparavant [6]. D'après les figures 7 et 8, on constate durant l'échauffement, que le portique se déforme légèrement vers l'extérieur à cause de la dilatation thermique de la traverse. Pour une température proche de la température critique, le portique revient brusquement vers l'intérieur entraîné par l'effet de corde de la poutre. En plus du taux de chargement, les scénarios d'incendie peuvent aussi avoir une influence sur les déplacements de la structure et par conséquent sur son mode de ruine. Dans cette analyse, deux autres scénarios d'incendie ont été choisis en fonction de la protection des montants, figure 10, ou dans le cas d'un feu impliquant un montant et une partie de la traverse prise égale à 5 m, figure 11.

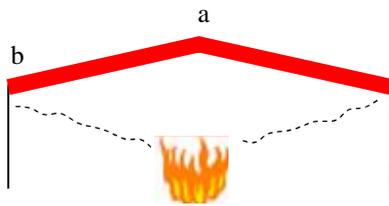


Figure 10. Scénario (2) : Echauffement total de la traverse (montants protégés)

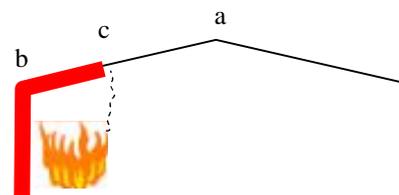


Figure 11. Scénario (3) : Echauffement localisé du montant et une partie de la traverse

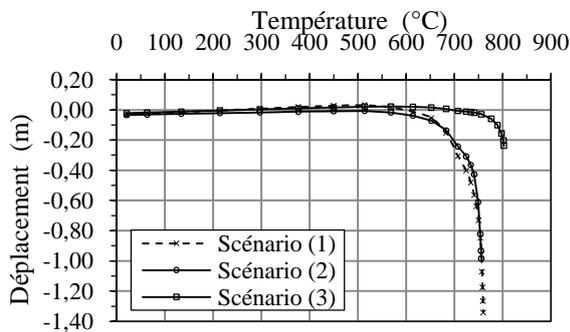


Figure 12. Déplacement vertical du nœud a (scénarios 1 et 2) et du nœud c (scénario 3)

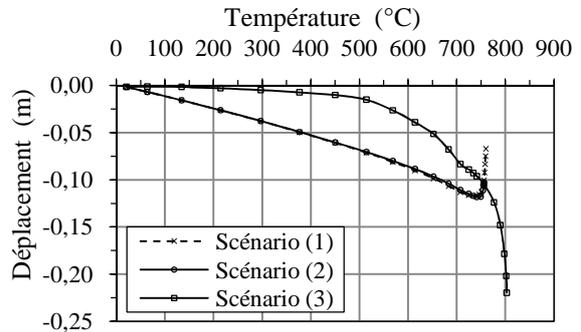


Figure 13. Déplacement horizontal du nœud b

Les figures 12 et 13 présentent les valeurs des déplacements au milieu de la traverse et en tête du montant en fonction des températures pour un taux de chargement de 0.36. Le choix de ce dernier est justifié par la combinaison G+0.2S prise dans le cas des portiques dont la hauteur des poteaux est inférieure à 8 m [15].

Les températures de ruine de l'ordre de 760°C, 756°C et 803°C pour les scénarios 1, 2 et 3 respectivement pour un taux de chargement de 0.36.

Les scénarios 2 et 3 révèlent des déplacements inférieurs à ceux du précédent ce qui est prédictible du fait que l'incendie n'est pas généralisé. Song [16] a montré que des simulations qui tiennent compte de l'approche dynamique peuvent divulguer des déplacements beaucoup plus importants si on ne désire pas se limiter à ceux du cas étudié dit statique.

Les figures 14 et 15 expriment les déplacements globaux des portiques pour les deux cas de scénarios 2 et 3.

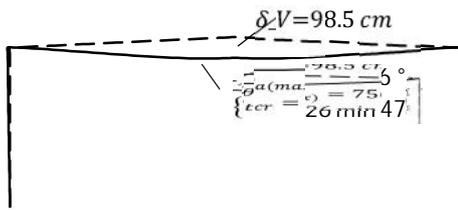


Figure 14. Déformation du portique (scénario 2)

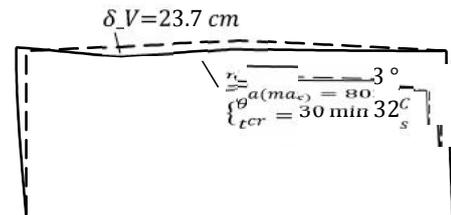


Figure 15. Déformation du portique (scénario 3)

5.2. Portique à deux travées

Le scénario d'incendie considéré est un embrasement généralisé sur une seule cellule seulement. Pour ce cas, le taux de chargement η est pris égal à 0.36.

Les valeurs des déplacements au milieu de la traverse ainsi qu'aux extrémités du portique incendié sont données par les figures 16, 17 et 18.

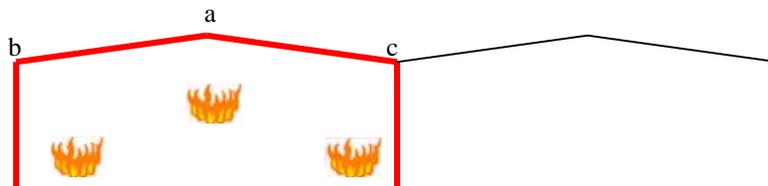


Figure 15. Portique sous charge du feu dans une seule cellule

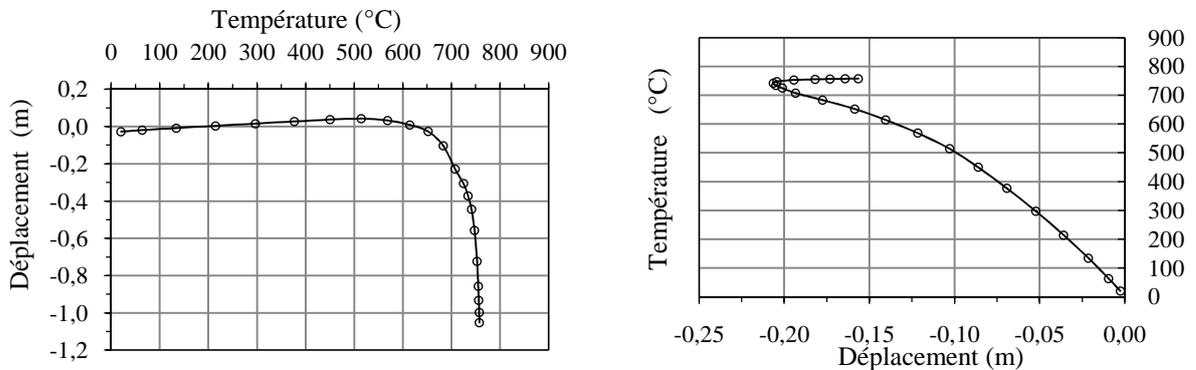


Figure 16. Déplacement vertical du nœud a

Selon les figures ci-dessous, le portique incendié a commencé à se déplacer vers l'extérieur s'en est suivi ensuite un revirement brusque de celui-ci dans le sens opposé (vers l'intérieur) et ceci confirme les remarques faites par Song cité auparavant [16].

Selon la figure 18, le déplacement horizontal maximal du portique adjacent est de l'ordre de 4 cm, ce qui est négligeable. L'évolution de l'effort normal en fonction du temps, provoqué par la poussée de la traverse échauffée sur le portique à froid, est donnée par la figure 19.

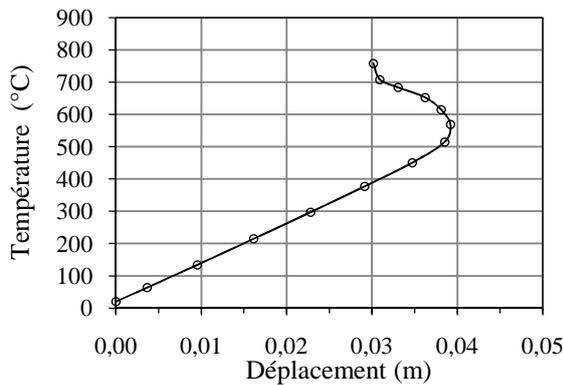


Figure 18. Déplacement horizontal du nœud c

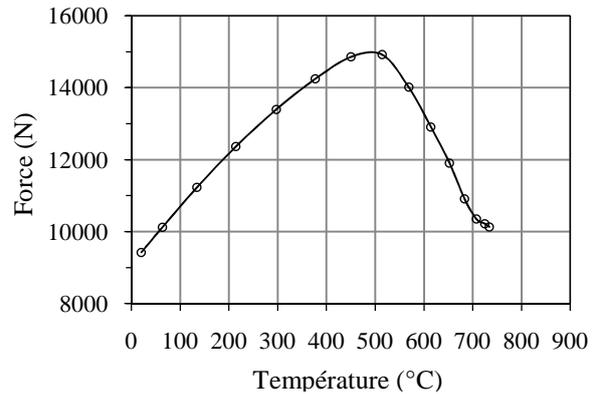


Figure 19. Effort dans la traverse échauffée

La figure 20 montre le mécanisme de ruine qui est due à la formation des rotules plastiques au niveau de la traverse. Le portique droit (non échauffé) reste à sa position initiale et il n'est pas entraîné par le portique de gauche qui est en ruine.

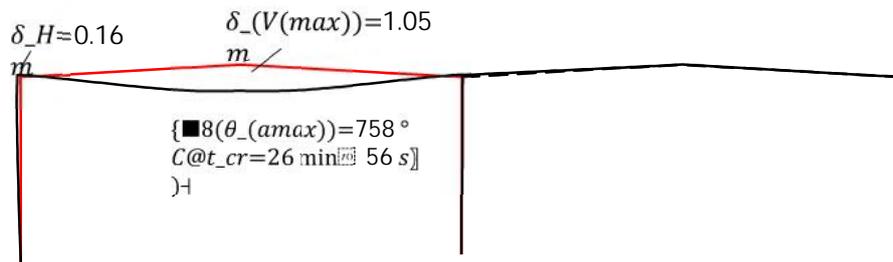


Figure 20. Déformation du portique

La figure 20 montre le mécanisme de ruine qui est due à la formation des rotules plastiques au niveau de la traverse. Le portique droit (non échauffé) reste à sa position initiale et il n'est pas entraîné par le portique de gauche qui est en ruine.

5.3 Comparaison ANSYS et Eurocode3

Pour le cas du portique à une travée, un résumé regroupant les températures critiques calculées par le modèle numérique selon les trois profils de feux et celles calculées en utilisant les formules simplifiées de l'Eurocode 3 est donné par le tableau 1. Le taux d'utilisation μ_0 , rapport de l'effet d'action sur la résistance de calcul correspondante de l'élément en situation d'incendie [11] présent dans la formule (5) de la température critique, est déterminé par le logiciel «Portal» [14].

$$\mu_{a,cr} = 39.19 \ln \left[\frac{1}{0.9674 \mu_0^{3.833}} - 1 \right] + 482 \quad (5)$$

Pour les deux modèles de calcul, Les valeurs des températures critiques du tableau 1, sont déterminées pour un même taux de chargement égal à 0.36.

Tableau 1. Températures critiques selon le modèle numérique et le modèle de l'EC3

| Simulation numérique (ANSYS) | | Eurocode 3 | | |
|------------------------------|---------------|------------|------------|---------------|
| Profils d'échauffement | t_{cr} [°C] | Elément | α_0 | t_{cr} [°C] |
| 1 | 760 | Traverse | 0.165 | 754 |
| 2 | 756 | Montants | 0.157 | 762 |
| 3 | 803 | | | |

Les valeurs des températures critiques de l'Eurocode 3 (tableau 1) se rapprochent de celles de l'analyse par ANSYS pour les cas des scénarios 1 et 2. Le scénario 3 est un cas particulier qui a révélé une résistance au feu supérieure dû à un échauffement partiel de la traverse.

6. CONCLUSION

Cette étude expose la simulation numérique en vue d'étudier le comportement des portiques de bâtiments industriels à double versants sous des conditions d'incendie. Les modèles sont analysés par le logiciel ANSYS et tiennent compte du comportement non-linéaire du matériau acier sous l'effet de hautes températures. Les paramètres qui influent sur le comportement au feu de ses structures, tels que le taux de chargement ainsi que les scénarios de feu, ont été étudiés. Les résultats obtenus en terme de déformation confirment ce comportement spécifique aux structures industrielles et reportés dans les rapports à savoir que celles-ci ont tendance à s'affaisser vers l'intérieur par rapport à la position initiale. Ce genre de comportement est d'autant plus souhaitable qu'il permet d'éviter la propagation de l'incendie aux structures proches. Aussi il relève de cette analyse que le taux de chargement a une influence sur la résistance des portiques métalliques à double versants qui s'exprime par une différence d'environ 220 °C entre les températures critiques minimale et maximale pour η variant de 0.2 à 0.8. Pour le modèle de portiques à double travées, les résultats ont montré que la poussée du portique incendié sur le portique adjacent à froid n'est pas d'une grande influence.

Enfin, la considération de scénarios d'incendie allant du feu généralisé à des feux localisés a montré que pour le premier scénario le comportement reste sévère et peut être évité en faveur des deux autres scénarios qui ont été analysés à cet effet. Il est donc recommandé de prendre les dispositions constructives adéquates pour les bâtiments industriels afin de favoriser les scénarios de feu localisés engendrant les mécanismes d'instabilité locale.

7. BIBLIOGRAPHIE

- [1] Eurocode 3, Calcul des Structures en Acier. EN 1993-1-2: Règles générales- Calcul du comportement au feu, 2003.
- [2] Abdelhak KADA, Belkacem LAMRI, Nourredine BENLAKEHAL, Belkacem ACHOUR, Abdelhamid Bouchair, Analyse non-linéaire de poutres métalliques PRS de longues travées sous l'effet de hautes températures dues à l'incendie, Revue Nature & Technologie, A-Sciences fondamentales et Ingénierie, N°8, Janvier 2013, pp. 27-34
- [3] L.M.R. Mesquita, P.A.G. Piloto, M.A.P. Vaz, P.M.M. Vila Real, Experimental and numerical research on the critical temperature of laterally unrestrained steel I beams, Journal of Constructional Steel Research 61 (2005) 1435–1446
- [4] H. R. Maurao, V.P. Silva, On the behaviour of single span steel beams under uniform heating, J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci & Eng. 2007, pp 115-122.
- [5] D. Talamona, J.M. Franssen, J.B. Schleich, J Kruppa, Stability of steel columns in case of fire: Numerical modeling, Journal of Structural Engineering, vol. 123, N°6, pp. 713-720, 1997.
- [6] A.H. Buchanan, Structural design for fire safety, John Wiley & Sons 2001.

- [7] European Commission – Fire safety of industrial halls and low-rise buildings: realistic fire design, active safety measures, post-local failure simulation and performance based requirements, technical steel research, 2007
- [8] Vassart O., Cajot L.G., O'Connor M., Shenkai Y., Fraud C., Zhao B., *3D simulation of Industrial Hall in case of fire. In: Benchmark between ABAQUS, ANSYS and SAFIR*, Proceedings of the 10th international conference, vol. 2, London UK, Interscience Communication Limited, 2002.
- [9] P.J. Mossa,_, R.P. Dhakal a, M.W. Bongb, A.H. Buchanana Design of steel portal frame buildings for fire safety, *Journal of Constructional Steel Research* 65 (2009) 1216_1224
- [10] V. de Souza Junior, G. J. Creus, and J.-M. Franssen, numerical modelling of a single storey industrial building at elevated temperature -comparison between the 2d and 3d analyses, *Mecanica Computacional* Vol. XXI, pp. 1986-1997, 2002.
- [11] Eurocode 1: Actions sur les structures - Partie 1-2: Règles Generales , actions sur les structures exposées au feu, 2002.
- [12] ANSYS 10.0, - Ansys user's Manuel for Revision 10.0, Analysis Systems, 2005.
- [13] Benlakehal N., Kada A., Lamri B., Achour B., Protection des structures métalliques sous l'effet d'incendie : Application du transfert de chaleur dans les profilés selon l'Eurocode 3, ALGERIE Equipement, *Revue Technique de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics*, N°47 Mai 2010
- [14] Portal V1.1, Logiciel de calcul des portiques selon CM66 et Eurocode 3, CTICM, France
- [15] Wong Y.S. (2001), "The Structural Response of Industrial Portal Frame Structures in Fire", PhD thesis, University of Sheffield.
- [16] Song YY et al., The behavior of single-storey industrial steel frames in fire. *International Journal of Advanced Steel Construction* 5(3):289-302, 2009.

VALORISATION DES POUSSIÈRES GÉNÉRÉES PAR LA FABRICATION DU CIMENT

HENNI – CHEBRA KHADIDJA née ZOUAI, BOUGARA ABDELKADER

Laboratoire Géo – Matériaux Université Hassiba Benbouali, Chlef, Algérie

Oumbatoul@live.fr

Résumé :

En Algérie l'industrie du ciment est la plus grande productrice de poussières, environ 10% de la quantité de ciment produite est rejetée sous forme de poussières [1]. L'étude de l'empoussièremment à l'intérieur de la cimenterie de Chlef (ECDE) a permis de constater que la majorité des poussières sédimentées proviennent des fuites générées à toutes les étapes de la production. L'objectif de ce travail est de valoriser ces poussières afin de les utiliser comme un ciment ou matériau de remplacement et de réduire ainsi leurs incidences sur l'environnement. Pour cela des essais physiques et mécaniques ont été réalisés sur des mortiers à base de ciment de poussières avec des différents taux de remplacement conformément aux exigences de la Norme Algérienne, le suivi de la substitution du clinker par des taux croissants de poussières a permis d'obtenir des ciments ayant les mêmes caractéristiques que le ciment Portland CPJ – CEM II/A 42,5 produit par la cimenterie de l'ECDE, répondant largement aux exigences de la norme en vigueur. La valorisation de ces poussières permettra à la cimenterie d'une part de récupérer une partie du ciment perdu sous forme de poussières et d'autre part de réduire son impact.

Mots clés : Valorisation, poussières, ciment, environnement

1. INTRODUCTION

La fabrication du ciment est un procédé industriel particulièrement adapté à la valorisation des déchets ou co-produits industriels. En effet c'est un procédé qui subit en continu des contrôles tout au long du processus. Ce qui encourage les cimentiers à faire des efforts considérables pour fabriquer un ciment aux ajouts, ceci afin d'améliorer certaines caractéristiques et de répondre d'une part au souci d'augmenter la production tout en réduisant la consommation d'énergie et de ressources naturelles et, d'autre part, de réduire les contraintes environnementales.

En Algérie l'industrie du ciment est la plus grande productrice de poussières, celles dont le diamètre est Sup 10 um se sédimentent dans l'enceinte de la cimenterie à proximité des sources émettrices. Principal polluant de l'air engendré par le processus de fabrication, elles constituent un défi environnemental majeur pour les cimentiers.

L'étude sur l'empoussièrément dans l'enceinte de la cimenterie de Chlef (ECDE) a permis de constater que l'impact sur l'environnement est causé principalement par l'envol des poussières générées à toutes les étapes de la production. Recouvrant ainsi la totalité du sol par des couches importantes représentant environ les 10% de la quantité produite par jour.

Selon les prévisions de l'entreprise ECDE, la cimenterie doit produire annuellement 1.878.800 tonnes de clinker et 2.440.000 tonnes de ciment, en utilisant 18% (439.200 tonnes) d'ajout, dans son cas le calcaire, et bien sur d'environ 5% (122.000 tonnes) de régulateur de prise le gypse.

Sachant que pour fabriquer une tonne de clinker, il faut 1,54 tonne de cru composé par 1,32 tonne de calcaire, 0,17 tonne d'argile et 0,046 tonne de sable [3]. La cimenterie de l'ECDE consomme annuellement comme ressources naturelles 2.480.016 tonnes de calcaire, 319.396 tonnes d'argile et 86.424 tonnes de sable.

En valorisant les poussières générées avec un taux de substitution de 10% de clinker, la cimenterie économisera 187.880 tonnes de clinker ou réduira sa consommation en calcaire de 248.001 tonnes, en argile de 31.939,6 tonnes et en sable de 8.642,4 tonnes.

Aussi, avec une consommation spécifique d'énergie calorifique de l'atelier cuisson de 850 Kcal/kg de clinker et d'énergie électrique de 30 kWh/tonne de clinker [Rapport ECDE, Budget 2008], la réduction de 187.880 tonnes de clinker avantagera la cimenterie à économiser 850.000 Kcal/tonne de clinker en énergie calorifique et 5.636.400 kWh/tonne de clinker.

Tout en produisant un ciment de bonne qualité conforme aux exigences de la Norme NA 422, l'utilisation des poussières comme ajout permettrait à la cimenterie d'économiser ses consommations en énergie calorifique et électrique ainsi qu'en ressources naturelles. Mais aussi de réduire l'envol des poussières, son plus grand défi.

Le but de cette étude est donc de valoriser ces poussières comme ajouts cimentaires et cela en suivant leurs influences sur les propriétés des mortiers dont la part de ciment a été substituée par des taux croissants de poussières : 10%, 20%, 30%, 50%, 70% et 100%.

2. EXPERIMENTATION

Les essais ont été réalisés conformément au mode opératoire du plan produit qualité de la cimenterie de Chlef qui est basé bien évidemment sur la Norme Algérienne NA 442 – 2000[2]. Les résultats expérimentaux obtenus sur les caractéristiques des mortiers confectionnés avec les différents taux de substitution seront confrontés aux caractéristiques du ciment témoin et bien entendu aux exigences du mode opératoire du plan produit qualité et enfin dégager des conclusions générales sur la valorisation de ces poussières.

Le but de cette étude expérimentale est de mettre en évidence la valeur et l'utilité de la poussière engendrée par la fabrication du ciment sur les propriétés des mortiers confectionnés à base de ciment Portland artificiel composé CEM II/A. Et c'est au sein du laboratoire de la cimenterie de Chlef (ECDE) que les essais physiques, chimiques, minéralogiques et mécaniques ont été réalisés conformément au mode opératoire dicté par le plan qualité produit de la norme Algérienne NA 442[2].

2.1. Matériaux utilisés

Poussières

Les poussières utilisées sont collectées à partir des tas résultant des nettoyages intensifs effectués au sein de la cimenterie. Ces poussières proviennent en majorité des fuites. En effet de grandes quantités de poussières sont produites lors des opérations de concassage, de broyage, de cuisson, de refroidissement, de stockage, de conditionnement et d'expédition du ciment. Une fois collectées, et avant d'être utilisées, les poussières sont passées au tamis afin d'obtenir une finesse comparable à la finesse du ciment. Les caractéristiques physico-chimiques sont déterminées dans les tableaux 1 et 2.

Tableau 1. Caractéristiques physiques de la poussière

| Caractéristiques | Poussières |
|------------------|--------------------------|
| Densité | 3,143g / cm ³ |
| Surface Blaine | 3253 g/cm ² |
| Couleur | Grisâtre |

Tableau 2 : Composition chimique de la poussière

| Eléments | CaO | SiO ₃ | Al ₂ O ₃ | Fe ₂ O ₃ | MgO | PAF |
|----------|-------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|------|------|
| % | 62,60 | 19,24 | 1,4 | 3,546 | 0,95 | 8,30 |

Ciment

Le ciment utilisé est le ciment Portland composé CPJ CEM II/A 42,5 fabriqué, selon la norme Algérienne NA 442, par la cimenterie de Chlef (ECDE), sa densité est de 2,992 g/cm³ et sa surface spécifique Blaine est de 3395 cm²/g. L'analyse chimique de ce ciment est représentée dans le tableau 4 quant à la composition minéralogique du clinker déterminée par la méthode de BOGUE elle est représentée dans le tableau 3

Tableau 3. Composition chimique du ciment utilisé

| Eléments | CaO | SiO | ALO ₃ | FeO ₃ | MgO | Chaux L | PAF |
|----------|-------|-------|------------------|------------------|------|---------|------|
| % | 63,10 | 29,50 | 4,22 | 3,07 | 0,95 | 0,71 | 6,52 |

Tableau 4. Composition minéralogique du ciment utilisé

| Eléments | C4AF | C3A | C3S | C2S |
|----------|--------|-------|--------|--------|
| % | 10, 43 | 8, 17 | 57, 76 | 18, 37 |

Tableau 5. Caractéristiques mécaniques

| Age (jours) | 2 Jours | 7 Jours | 28 Jours |
|-------------------|---------|---------|----------|
| Compression (MPA) | 17,92 | 36,86 | 43,98 |
| Flexion(MPA) | 3,64 | 5,87 | 6,79 |

Sables

Le sable utilisé pour la confection des éprouvettes est un sable normalisé selon la norme NF P 15-403 []. Ce sable est d'origine siliceuse et de dimension maximale de 2 mm.

Eau de gâchage :

L'eau utilisée pour la confection des éprouvettes est une eau de robinet potable.

Confection des éprouvettes

Celles-ci sont confectionnées à l'aide de moules à 3 prismes (4x4x16 cm) avec du mortier normalisé (1350g de sable normalisé, 450g de ciment et 225g d'eau), après un séjour de 24 h dans la chambre humide ($t^{\circ}20^{\circ}\pm 1C$ humidité > 90) le démoulage sera effectué.

2.2. Procédure expérimentale

Le protocole des essais est donc exécuté selon le mode opératoire du plan qualité exigé par la Norme Algérienne 442 A [2] qui décrit les spécifications et critères de conformité des ciments portland composé CPJ- CEM II/A clinker 80 à 94 et ajout de 6 à 20.

Essais mécaniques

La composition du mortier témoin est conçue suivant la norme Algérienne 442 A [2]. Pour les autres éprouvettes le ciment sera substitué par un taux croissant de poussières reporté sur le tableau 6. A partir des résultats de l'analyse chimique de la poussière dont les éléments composants sont analogues à ceux du ciment témoin, que le programme expérimental a été effectué avec des taux croissant au delà des 20% prescrits par la Norme [2] et des 30% des résultats de l'étude effectuée au niveau de la cimenterie [5], c'est à dire 50%, 70% et 100%.

Tableau 6. Taux de substitution du ciment par la poussière

| Eprouvettes | Ciment | Poussières |
|--------------|--------|------------|
| Témoin | 100% | 0% |
| Eprouvette 1 | 90% | 10% |
| Eprouvette 2 | 80% | 20% |
| Eprouvette 3 | 70% | 30% |
| Eprouvette 4 | 50% | 50% |
| Eprouvette 5 | 30% | 70% |
| Eprouvette 6 | 0% | 100% |

Compression et flexion

Après le démoulage les éprouvettes sont conservées dans la chambre humide jusqu'au moment du test sur les résistances à la compression et à la flexion à l'âge de 2, 7 et 28 jours. Ces essais sont réalisés automatiquement par l'appareil de flexion et compression Controlab assisté par micro- ordinateur.

Retrait

La mesure du retrait est réalisée à l'aide d'un Rétractomètre (appareil pour mesurer le retrait) sur des prismes 4x4x16 cm confectionnés avec du mortier normalisé, et conservés pendant 28 jours à l'air libre dans une chambre dont la température est de 20°C . Selon la norme [2] le retrait est limité de 0,8mm/m à 1mm/m.

Essais physiques

Ces essais permettent de déterminer la consistance, l'expansion et le temps de début et de fin de prise.[]. L'échantillon est préparé en mélangeant 500 g de ciment + 127 ml eau. Le mélange est malaxé pendant 3 mn.

- La consistance est déterminée à l'aide de l'appareil de VICAT.
- Le temps de prise est déterminé automatiquement à l'aide d'un appareil appelé « le prisomateur multipose » assisté par micro-ordinateur. Début de prise 60 mn.
- La mesure de l'expansion (gonflement du ciment) est exécutée manuellement au moyen du moule à châtelet, et doit être < 10 mn Norme [2]

3. RESULTATS ET DISCUSSION

Les résultats des essais effectués seront présentés et analysés afin d'étudier les caractéristiques des variétés de ciment contenant différents taux de poussières.

3.1. Analyse chimique

L'analyse chimique des échantillons composés de 10%, 20%, 30%, 50%, 70% et 100% de poussières a été réalisée au laboratoire de la cimenterie (ECDE) selon la méthode classique par fusion alcaline adoptée par celle-ci. Les résultats sont reportés dans le tableau 7

Tableau 7. Analyse chimique

| Composants | Témoin | 10% | 20% | 30% | 50% | 70% | 100% |
|------------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| CaO | 63, 10 | 62,43 | 61,77 | 62,27 | 62,6 | 60,61 | 62,60 |
| FeO3 | 3, 07 | 3, 07 | 3, 27 | 3,31 | 3,54 | 2,60 | 3,54 |
| Al2O3 | 4 , 22 | 4, 22 | 3, 92 | 4,07 | 4,07 | 4,22 | 4,22 |
| SiO2 | 19, 50 | 18,34 | 19,30 | 18,66 | 17,04 | 18,02 | 19,24 |
| MgO | 0, 95 | 0,95 | 0,83 | 0,83 | 0,83 | 1,07 | 0,95 |
| CaO libre | 0 ,71 | 0,71 | 0,71 | 0,71 | 0,71 | 0,71 | 0,71 |
| PAF | 6, 52 | 7,22 | 7, 16 | 7 ,3 | 8,38 | 8,62 | 8,30 |

D'après les résultats représentés dans le tableau ci-dessus, on constate que les valeurs des composants des différents échantillons ne présentent aucune différence par rapport à l'échantillon témoin (ciment). Ces résultats préliminaires suggèrent d'utiliser ce ciment de poussière comme un ciment même pour des taux de remplacement élevés. On peut s'attendre à ce que les résultats mécaniques soient identiques à ceux du ciment commercialisé.

3.2 Caractéristiques physiques

Tableau 8. Analyse chimique

| Refus | 0% témoin | 10% | 20% | 30% | 50% | 70% | 100% |
|-------|--------------|------|------|------|------|------|------|
| 45 um | 22,8 | 24,5 | 24,8 | 25,2 | 24,7 | 25,3 | 20,5 |
| 90 um | 4,7 | 5,2 | 5,2 | 5,1 | 2,8 | 2,0 | 1,2 |

Le refus mesure l'efficacité de l'atelier de broyage, c'est le pourcentage du poids des refus d'un échantillon quant il est tamisé à la masse totale de l'échantillon.

Selon le plan qualité de la cimenterie ECDE le refus est déterminé sur 10 g de chaque échantillon et doit être inférieur à 8% pour le tamis de 90 um et inférieur de 24 à 25% pour le tamis de 45 um. D'après les résultats reportés dans le tableau 8, on constate que seulement pour les échantillons 30% et 70 % leurs refus du tamis 45 um dépassent légèrement la limite de 25%. On peut dire que du point de vue granulométrie, la limite imposée concernant le % de refus est généralement respectée. C'est une caractéristique qui vient s'ajouter pour confirmer notre choix et notre penchant à utiliser la poussière comme ciment.

Tableau 9. Caractéristiques physiques des échantillons

| Echantillons | Témoin 0% | 10% | 20% | 30% | 50% | 70% | 100% |
|-------------------------------|--------------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| Densité g/cm ² | 2,992 | 3,15 | 3,14 | 3,144 | 2,997 | 2,994 | 3,143 |
| S.S.Blaine Cm ² /g | 3395 | 3067 | 3029 | 3029 | 3353 | 3467 | 3767 |
| Début P min | 180 | 176 | 142 | 112 | 204 | 220 | 113 |
| Fin de P Min | 354 | 320 | 213 | 209 | 400 | 360 | 255 |
| Temps de prise Fp- Dp | 174 | 144 | 71 | 97 | 196 | 140 | 142 |
| Expansion Mm | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 |
| Consistance | 26 | 26 | 25,8 | 25,8 | 25,6 | 25,6 | 25,4 |

Les caractéristiques physiques des 6 échantillons avec témoin sont illustrées dans le tableau 9. Les caractéristiques obtenues sont conformes aux exigences de la norme [] et qui sont :

La finesse de Blaine, c'est la surface totale des grains contenus dans une masse. L'objectif de l'essai est d'apprécier cette surface, elle est exprimée en cm² de surface de grains de ciment par gramme de poudre, cette finesse de mouture (SSB) est appréciable à partir de 3000 cm²/g d'où les 6 échantillons ainsi que le témoin leurs SSB sont dans la norme. D'après le tableau, cette caractéristique n'est pas perturbée.

Pour le début et la fin de prise la norme [2] exige seulement que le début de prise soit supérieur ou égal à 60 mn et dans le cas des essais sur les 6 échantillons cette exigence est largement assurée, mais on remarque que seulement l'échantillon 50% enregistre un temps de prise supérieur au temps enregistré par l'échantillon témoin.

Les échantillons 20% et 30% enregistrent les temps de prise les plus courts, la norme [2] ne prend pas en considération cette caractéristique car elle peut changer d'un ciment produit à un autre. De même que pour l'expansion la norme [2] exige qu'elle soit $< 10\text{mm}$.

La comparaison des valeurs obtenues au cours de différents essais pour les caractéristiques physiques des échantillons avec les valeurs exigées par la norme Algérienne on constate que ces valeurs répondent largement aux règles applicables au ciment produit.

3.3 Caractéristiques mécaniques

La résistance normale d'un ciment est la résistance mécanique à la compression déterminée conformément à la norme Algérienne NA 442 après 28 jours [2]. Et les valeurs de la résistance à la compression doivent être :

A 2 jours la limite inférieure L_i est supérieure ou égale à 12,5 Mpa et la limite garantie est 10 Mpa.

A 7 jours la résistance à la compression n'est pas normalisée.

A 28 jours la limite inférieure L_i est supérieure ou égale à 42,5 Mpa et la limite garantie est 40 Mpa.

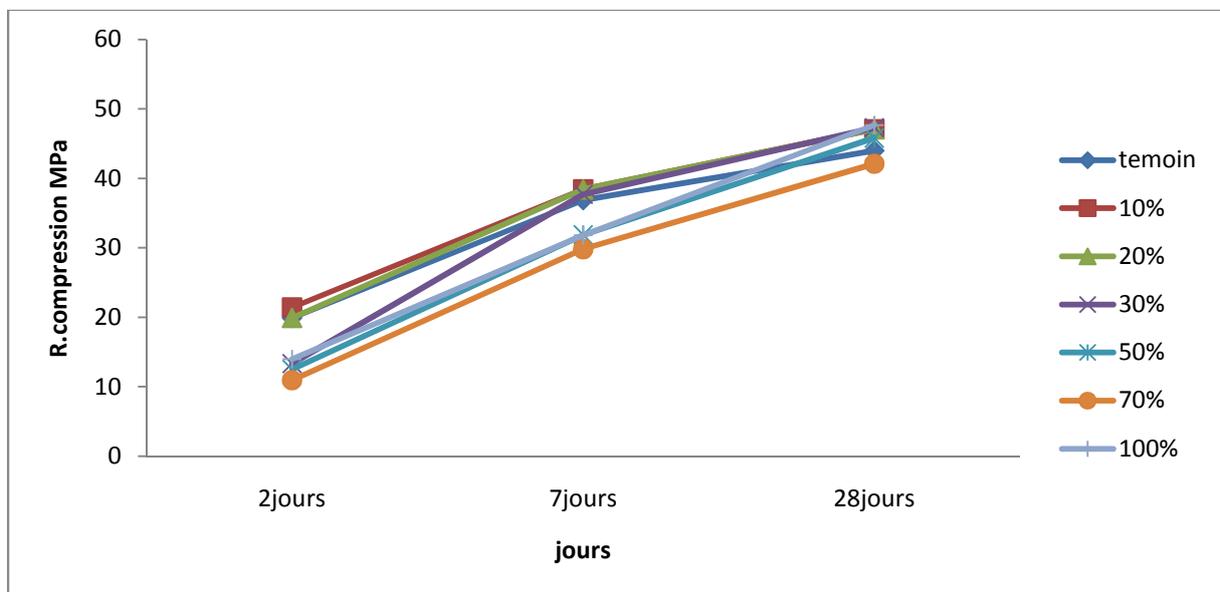


Figure 1. Variation de la Résistance à la compression des mortiers

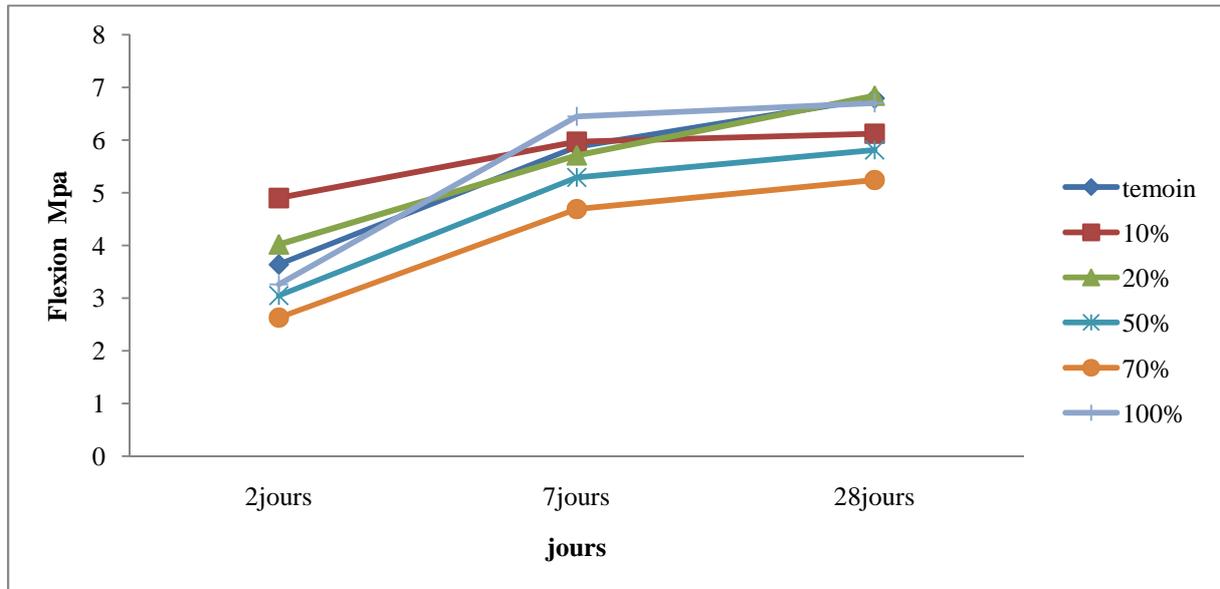


Figure 2. Variation de la Résistance à la flexion

D'après la figure 1, on remarque qu'au jeune âge, les résistances des mortiers confectionnés avec des taux de 50%, 70% et 100% sont légèrement faibles par rapport au mortier témoin mais en revanche à 28 jours les résistances de ces mortiers sont légèrement supérieures à celui-ci. Par contre les mortiers confectionnés avec 10%, 20% et 30% de poussières donnent des résistances légèrement élevées au mortier témoin à tous les âges. On pense que cela est dû à la finesse de la poussière dont la surface spécifique de Blaine est de 3757 cm²/g supérieure à celle du ciment témoin. Mais aussi on constate que les résistances à la compression des 6 mortiers confectionnés avec la poussière sont au dessus de la limite exigée.

Tous les essais expérimentaux sur les six mortiers confectionnés avec des taux de poussière de 10%, 20%, 30%, 50%, 70% et 100% donnent des résultats conformes au plan produit qualité de la cimenterie basé sur la Norme NA 422. On peut dire donc que ces poussières sont des poussières de ciment car elles présentent toutes les caractéristiques de celui-ci. Donc elles sont générées en majorité par les étapes de stockage clinker, de broyage clinker + ajout, de stockage ciment, de conditionnement et d'expédition du produit fini. Ces poussières constituent donc l'une des principales matières résiduelles spécifique à la cimenterie et les valoriser comme ajout cimentaire permettra à celle-ci de minimiser son impact sur l'environnement d'une part et d'autre part d'économiser sa consommation en énergie et ressources naturelles.

La figure 2 illustre les valeurs obtenues de résistance à la flexion des mortiers, mais on ne détient aucune valeur normalisée sur laquelle on puisse s'appuyer pour comparer ces valeurs. On peut seulement constater que la résistance à la flexion des différents mortiers enregistre des valeurs comparables au ciment produit.

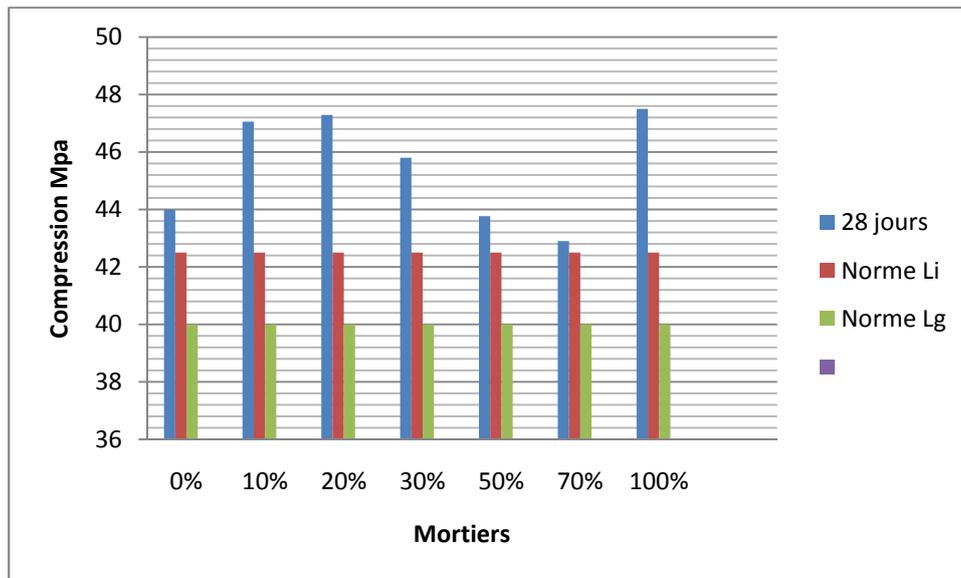


Figure 3 : Variation de la Résistance à la compression à 28 jours

D'après la figure 3 on remarque qu'à 28 jours les résistances à la compression des différents mortiers dépassent la limite Li imposée par la norme, et ce qui confirme encore une fois que ces poussières sont du ciment.

4. CONCLUSION

L'argument le plus avancé en faveur de la valorisation des déchets et co-produits industriels est qu'ils permettent de minimiser l'impact de la production du ciment sur l'environnement d'une part et d'autre part économiser la consommation d'énergie et de ressources naturelles.

Les essais expérimentaux effectués selon le mode opératoire du plan produit qualité de la cimenterie de Chlef (ECDE) basé sur la Norme NA 442-2000, aboutissent à des valeurs comparables aux caractères physiques et mécaniques du ciment témoin CPJ-CEMII/A et confirment largement les exigences de la Norme NA 442. En se basant sur ces résultats, on peut dire que ces poussières peuvent être utilisées comme ajout quelque soit le taux de substitution.

L'utilisation de ces poussières avec un taux de 10% permettra à la cimenterie d'économiser ses ressources clinker, mais aussi de relever son défi le plus important, réduire l'envol des poussières qui causent le plus grand impact sur l'environnement.

Certes l'utilisation de ces poussières présente des avantages comme on vient de le citer précédemment, mais à des taux supérieurs comme 30%, 50%, 70% et 100% on doit vérifier dans une étude future si son utilisation ne pose pas un problème de durabilité.

Références Bibliographiques

- [1] Pr.Meghazzi, A., cours « Valorisation des déchets » chapitre 1, Université de Biskra.
- [2] Norme Algérienne NA 442 - Plan travail qualité. Version 2000, Arrêté Interministériel portant sur les spécifications techniques et les règles applicables aux ciments, Juin 2003, 4p.
- [3] Zouai, K., Etude du mode de fabrication du ciment, chapitre 5 : Industrie cimentière de Chlef. Mémoire Magister, Université de Chlef 2010.

[4] ECDE Rapport de gestion exercice 2008, Mars 2009 , 109p

[5] Boubeker, T., Evaluation des performances des ciments Portland au calcaire, exemple de la cimenterie de Chlef, Mémoire Magister, Université de Chlef, 2010, p 92.

DEFORMATION DE RETRAIT DES ECHANTILLONS SOUMIS AU SECHAGE POUR DIFFERENT RAPPORT E/C

MERZOUG FATIHA¹, EZZIANE KARIM²

¹LABORATOIRE GEOMATERIAUX, UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI DE CHLEF, ALGERIE
(merzougfatih89@gmail.com)

²LABORATOIRE GEOMATERIAUX, UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI DE CHLEF, ALGERIE
(ezzianek@yahoo.fr)

Résumé

Le retrait du béton est une déformation volumique de celui-ci sous l'action de phénomènes physico-chimiques liés à l'hydratation de la pâte de ciment et la perte d'eau par l'évaporation due au séchage. Le séchage naturel d'une structure sitôt après décoffrage par exemple, entraîne une évaporation de l'eau libre et adsorbée et altère l'hydratation de ses couches les plus externes. Cette dessiccation entraîne des fissurations important sur la surface qui affecte les propriétés mécaniques des matériaux : la résistance, le module d'Young, la fragilité, etc. Ce travail présent un modèle qui exprime la relation entre le retrait et la perte en poids due à l'évaporation de l'eau. Le retrait est mesuré à partir de la variation de longueur des éprouvettes prismatiques de 4x4x16 cm des pâte de ciment selon quatre rapports E/C (0.3, 0.35, 0.4, 0.45). La perte en poids est mesurée à partir de différence de pesée du matériau. Les résultats trouvés identifient un modèle exponentiel entre le retrait et la perte en poids, où un coefficient de corrélation moyen de 0.95 a été trouvé. Cette relation reste exponentielle et peut être exprimé par une simple relation linéaire au-delà de 3 jours d'âge. On peut déduire une relation unique combinant les différentes relations en fonction de E/C, et donnant le retrait en fonction de la perte en poids au-delà de 3 jours.

Mots clés : ciment, retrait, évaporation, hydratation, séchage, E/C, corrélation.

1. INTRODUCTION

Même en l'absence de chargement, le béton subit une réduction dimensionnelle, ou retrait. Le retrait (total) d'un élément en béton présente, principalement, deux composantes : le retrait endogène dû à l'hydratation entre le ciment et l'eau, et le retrait de séchage dû à l'évaporation de l'eau excédentaire. Cette évaporation crée des tensions de surface à l'interface des grains de ciment hydratés qui génèrent à leur tour des déformations macroscopiques de l'élément, à savoir un raccourcissement. L'excédent d'eau utilisé en surplus du minimum nécessaire à l'hydratation n'est pas lié chimiquement et peut donc, si l'humidité relative ambiante est inférieure à 100 %, s'évaporer de la matrice cimentaire via les pores capillaires. Brooks [1] a démontré que le retrait d'une pâte de ciment hydraté est directement proportionnel au rapport E/C lorsque celui-ci reste compris entre 0.20 et 0.60. Pour les rapports E/C plus élevés, l'eau additionnelle disparaît au séchage sans provoquer de retrait. Bakhshi et Mobasher [2] ont étudiés l'effet du rapport E/C sur la perte de l'humidité interne due à l'évaporation de d'eau. Ils ont montrés que le rapport E/C élevé a eu comme conséquence d'une perte d'humidité cumulative plus élevée. En effet une augmentation de rapport E/C de 0.45 à 0.6 menés à l'augmentation de 20% de la perte d'humidité totale. Rozière et al. [3] ont trouvés une relation entre le retrait de dessiccation et la perte en poids qui peut être représentée en deux parties. La première partie est caractérisée par une perte en poids indépendante du retrait et à partir d'un certain seuil le retrait de dessiccation et la perte en poids sont liés linéairement.

L'objectif de cette étude est d'établir une relation entre l'évolution de retrait et la perte en poids dû à l'évaporation de l'eau, et de suivre cette relation au cours du temps, et en fonction de différents rapports E/C.

2. ETUDE EXPERIMENTALE

2.1. Composition de mélanges étudiés

L'évolution de retrait et la perte en poids sont déterminées sur des pâtes pures de ciment avec quatre rapports E/C (0.3, 0.35, 0.4, 0.45). Tous les mélanges sont confectionnés dans un malaxeur traditionnel d'une capacité de 5 litres suivant la norme NF EN 196-1 [4]. Le ciment utilisé est le ciment de Chlef (CPJ CEM II/A 42,5R), ce ciment est un Ciment Portland composé à base de calcaire, sa surface spécifique est de 3700 cm²/g. Les caractéristiques chimiques et minéralogiques sont présentées dans le tableau 1.

Tableau 1. Composition chimique et minéralogique du ciment de Chlef.

| Composition chimique (%) | | | | | | |
|---------------------------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------------|-------|-----------------|
| CaO libre | SiO ₂ | Al ₂ O ₂ | Fe ₂ O ₃ | CaO | MgO | SO ₃ |
| 04.56 | 22.60 | 4.20 | 5.55 | 62.17 | 00.63 | 02.19 |
| Composition minéralogique | | | | | | |
| Phase | C ₃ S | C ₂ S | C ₃ A | C ₄ AF | | |
| % massique | 41.8 | 33.3 | 5.1 | 10.7 | | |

2.1. Méthodes d'essais

2.1.1. Essai de retrait

La déformation de retrait est calculée à partir de la variation de longueur des éprouvettes prismatiques selon la norme NF P 15-433 [5]. Les mélanges de quatre différents E/C étudiés sont coulés dans des moules prismatique 4x4x16 cm. Après un jour les éprouvettes sont démoulées et sont munies d'une bande adhésive aux deux bouts pour éviter les effets de bord. Ces éprouvettes sont disposées verticalement (figure 1) dans un bâti de mesure de déformation de retrait équipé d'un comparateur ayant une précision de 1 µm. En même temps, des mesures de perte de poids ont été également effectuées sur les mêmes spécimens. La perte en poids due à l'évaporation de l'eau est mesurée à partir de différence de pesé à l'aide d'une balance de précision de 0.1 g.

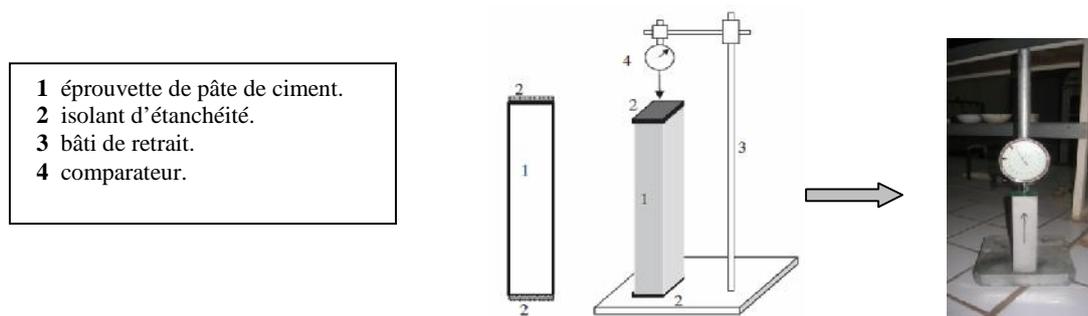


Figure 1. Schémas du dispositif de mesure de retrait.

2.2.2. Essai de la chaleur d'hydratation de ciment

Cet essai a été effectué selon la norme française NF P 15-480 [6] qui décrit une méthode de mesure de la chaleur d'hydratation des ciments par calorimétrie semi-adiabatique, 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.

Le suivi du flux thermique au cours du temps par calorimétrie permet de suivre l'évolution de l'hydratation des constituants. 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.

3. RESULTATS ET DISCUSSION

3.1. Retrait

L'évolution du retrait total pour les différents rapports E/C jusqu'à l'âge 30 jours est illustrée sur la figure 2. Pour tous les rapports E/C, les résultats montrent que le retrait total évolue rapidement avec le temps. Pendant les premiers jours, le retrait total est presque indépendant du rapport E/C. Après trois jours, l'effet de E/C est plus significatif et entraîne une nette diminution du retrait total lorsque sa valeur passe de 0.45 à 0.30, ceci est bien remarquable dans la figure 3. L'eau de gâchage favorise l'hydratation et par la suite fait augmenter la valeur du retrait total. D'autres chercheurs [7] n'ont pas pu observer cette différence où le retrait total d'un béton s'est stabilisé autour d'une valeur de 300µm pour des bétons ayant des rapports E/C différents de 0.4, 0.5 et 0.6. Baroghel-Bouny et al [8] ont mené une étude sur des pâtes de ciment durcissant sous différente température de cure. A un âge donné, la valeur du retrait endogène augmente linéairement à cause de l'auto-dessiccation de la pâte quand le E/C passe de 0.6 à 0.25 dû à contrairement au retrait de dessiccation qui enregistre une nette diminution.

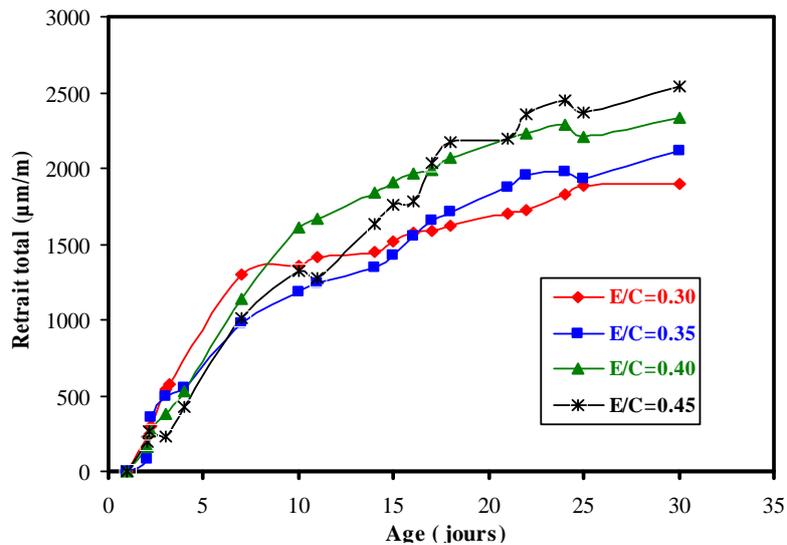


Figure 2. Evolution de retrait total au cours du temps pour différents E/C.

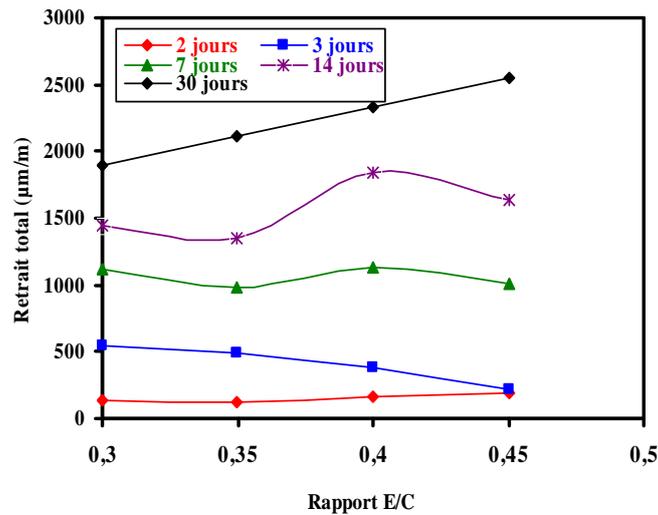


Figure 3. Evolution du retrait total en fonction du rapport E/C.

3.2. Perte en poids

Les résultats de la perte en poids pour les différents mélanges de la pâte jusqu'à l'âge de 30 jours sont suivis et représentés sur la figure 4. Ces résultats montrent que la perte en poids augmente au cours du temps, cela est dû à la perte d'eau par dessiccation de la pâte de ciment pendant leur conservation. Au jeune âge (jusqu'à 7 jours), les résultats montrent une perte en poids plus rapide indépendamment de la valeur de E/C. Ces résultats sont inversés à long terme où l'effet de E/C est plus apparent et clairement montré sur la figure 4 et que la perte en poids augmente avec l'augmentation de l'eau de gâchage. L'effet de E/C est important et bien observé sur les prismes âgés plus de 3 jours (figure 5). En effet une augmentation du rapport E/C de 0.3 à 0.45 engendre une augmentation de 53% à un âge de un mois.

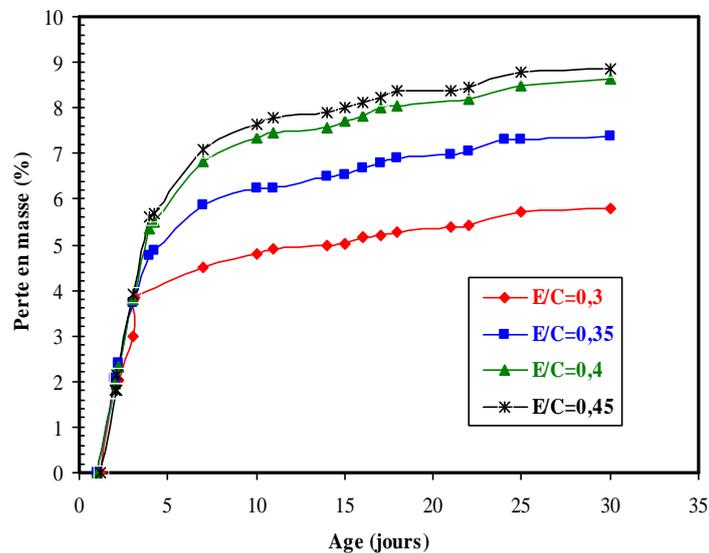


Figure 4. Perte en poids au cours du temps pour différents E/C.

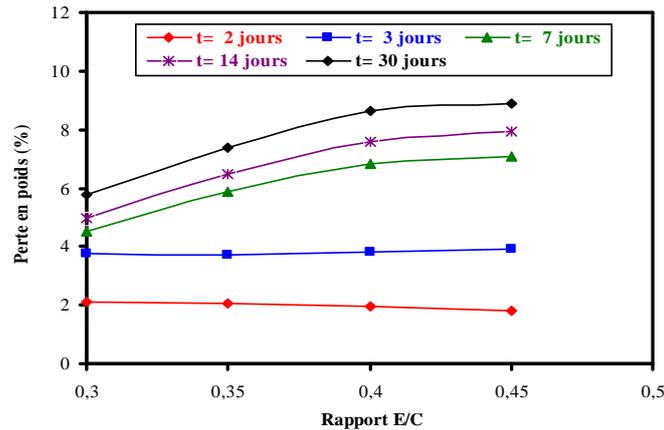


Figure 5. Evolution de la perte en poids au cours du temps en fonction du rapport E/C.

3.3. Chaleur d'hydratation

D'après les résultats de l'essai de la chaleur d'hydratation qui présenté sur la figure 7, on constate que les ciments avec différents rapports E/C présentent une évolution continue de la chaleur d'hydratation avec des valeurs rapprochées durant les premier 10 heures qui suivre le premier contact entre l'eau et le ciment. Après 24 heures, la chaleur d'hydratation pour un rapport E/C de 0.30 se stabilise par contre pour des rapports E/C élevé (0.35, 0.40, 0.45) on remarque une évolution progressive. On conclue que le rapport E/C joue un rôle important sur le développement de la chaleur des pâtes de ciment. En augmentant le rapport E/C, on a remarqué une augmentation de la chaleur telle qu'on obtient à 4 jours une chaleur de 143.6 et 240.3 J/g en passant d'un E/C de 0.3 à 0.45. Ceci concorde parfaitement avec les résultats de Kadri et Duval [9] 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 [10]. La figure 8 présente les résultats de flux de chaleur où il parait clairement les différentes phases de l'hydratation. Le flux de chaleur commence par une période inerte suivi d'une accélération. Un pic est atteint avec des valeurs croissantes avec l'augmentation du rapport E/C. La valeur du deuxième pic de chaleur ainsi que son temps d'apparition sont liés au rapport E/C, ceci est bien visible au tableau 2. Le flux de chaleur enregistré est passé 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 [9, 11]. Par contre, Zhang et al. [12] ont montré 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 0,26, ceci est attribué au faible teneur en ciment dans les pâtes avec le rapport E/C élevé.

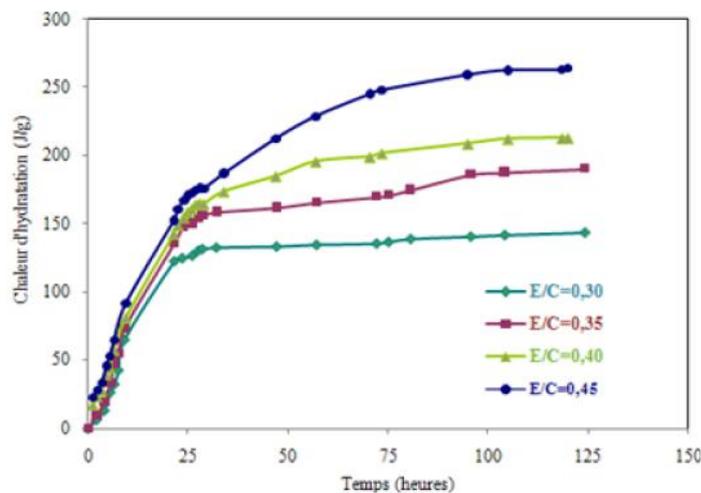


Figure 8. Evolution de Flux de chaleur.

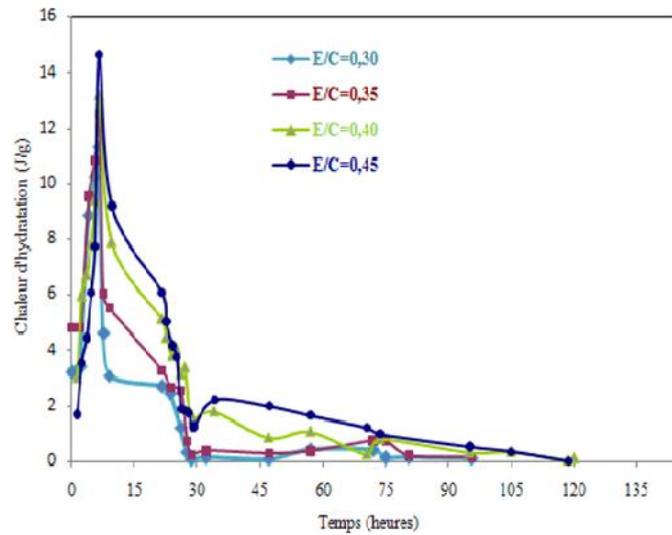


Figure 7. Evolution de la chaleur d'hydratation

3.4. Relation retrait-perte en poids

D'après la combinaison entre les résultats trouvés, on peut établir une relation entre le retrait et la perte en poids. La figure 6 suggère un modèle exponentiel où un coefficient de corrélation moyen de 0.95 a été trouvé. Ce coefficient soutient la convenance à exprimer la dépendance entre le retrait et la perte en poids. Pour les différents E/C, le retrait total augmente de façon monotone avec l'augmentation de la perte en poids. La déformation du retrait est régie par les forces capillaires qui dépendent de l'humidité relative dans le système de pore, la taille des pores, leur changement avec l'avancement de l'hydratation du ciment et la perte d'eau par l'évaporation.

A 3 jours la perte en poids atteint une valeur plus de 4% où la corrélation est indépendante de E/C. Au-delà de 3 jours, la corrélation est largement dépendante de E/C (figure 7) où le retrait total évolue linéairement selon la perte en poids ; cela est bien visible dans la figure 7. Les résultats trouvés montrent que la relation entre la perte en poids et le retrait reste exponentielle et peut être exprimé par une simple relation linéaire au-delà de 3 jours d'âge.

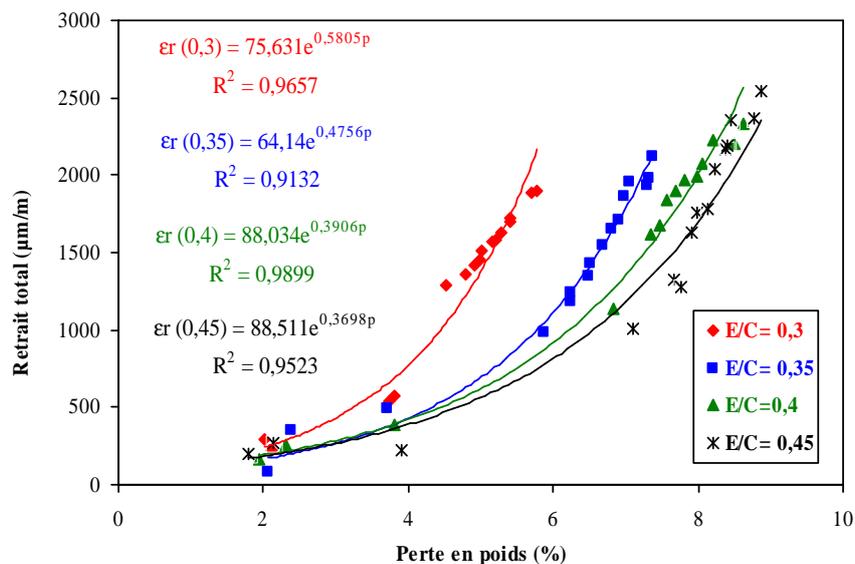


Figure 6. Corrélation entre le retrait total et la perte en poids.

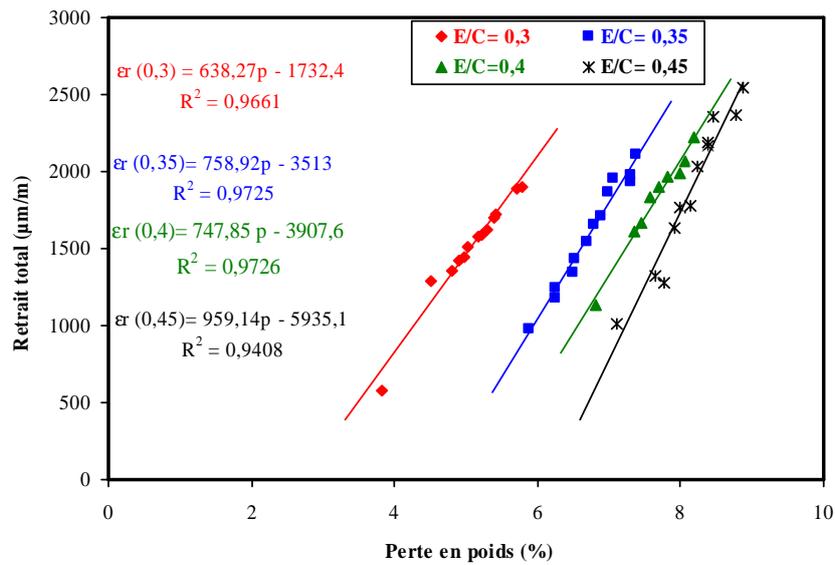


Figure 7. Evolution de retrait total après 3 jours de la perte en poids.

En combinant les différentes relations en fonction de E/C, on peut déduire une relation unique donnant le retrait en fonction de la perte en poids au-delà de 3 jours. Cette relation peut s'écrire comme suit :

$$v = a p + b \tag{1}$$

Avec v et p le retrait et la perte en poids mesurés à un âge donné et a et b des constantes dont leurs valeurs peuvent être exprimées en fonction de E/C selon les corrélations illustrées sur la figure 8. La relation finale peut s'écrire :

$$v = \left(1903,1 \frac{E}{C} + 62,39 \right) p + \left(26005 \frac{E}{C} - 5980 \right) \tag{2}$$

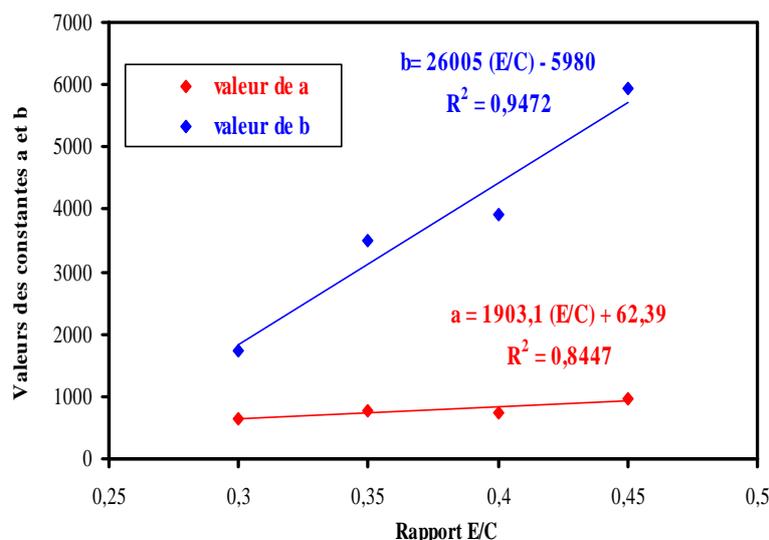


Figure 8: Corrélation des valeurs de constantes a et b en fonction de E/C.

4. CONCLUSION

Cette étude est concentrée sur l'étude de l'évolution de retrait selon la variation de la perte en poids, ainsi nous avons pu étudier l'effet de rapport E/C sur ces deux propriétés. Les principaux résultats obtenus montrent que :

- les deux propriétés (retrait et la perte en poids) sont évoluées rapidement pendant les premiers jours, l'effet de rapport E/C est bien visible après 3 jours d'âge.

- La relation entre le retrait total et la perte en poids peut être exprimée par un modèle exponentiel avec un coefficient de corrélation moyen de 0.95 qui proche de l'unité, où la corrélation est indépendante de E/C jusqu'à l'âge de 3 jours. Au-delà de cette limite, cette relation peut être exprimée par une simple relation linéaire et dépend fortement de E/C.

- Au-delà de 3 jours, la relation entre le retrait et la perte en poids peut être déduire par une relation unique en combinant les différentes relations de E/C. Cette relation est donnée par la relation (2):

$$v = \left(1903.1 \frac{E}{C} + 62.39 \right) p + \left(26005 \frac{E}{C} - 5980 \right) \quad (2)$$

- Le rapport E/C joue un rôle important sur le développement de la chaleur des pâtes de ciment. En augmentant le rapport E/C, on a remarqué une augmentation de la chaleur telle qu'on obtient à 4 jours une chaleur de 143.6 et 240.3 J/g en passant d'un E/C de 0.3 à 0.45.

Bibliographie

- [1] Brooks J.J., (2004), Influence of mix proportions, plastizers and superplastizers on creep and drying shrinkage of concrete, Mag. Concr. Res. Vol. 41, pp. 145-154.
- [2] Bakhshi M., Mobasher B., (2011), Experimental observations of early-age drying of Portland cement paste under low-pressure conditions, Cement & Concrete Composites, vol 33, pp 474-484.
- [3] Rozière E., Granger S., Turcry Ph., Loukili A., (2007), Influence of paste volume on shrinkage cracking and fracture properties of self-compacting concrete", Cement and Concrete Composites, vol. 29, pp. 626-636.
- [4] NF EN 196-1 (1995), Méthodes d'essais des ciments Partie 1 : Détermination des résistances mécaniques", AFNOR, 25 p.
- [5] NF P 15-433 (1994), Méthodes d'essais des ciments: Détermination du retrait et du gonflement, AFNOR, 05 p.
- [6] NF P 15-480 (2004), Méthodes d'essais des ciments Partie 9 : Chaleur d'hydratation — Méthode semi-adiabatique, AFNOR, 20 p.
- [7] 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.
- [8] 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.
- [9] Kadri E. H., R Duval R., (2009), Hydration heat kinetics of concrete with silica fume, Construction and Building Materials, vol, 23, pp. 3388-3392.
- [10] Bresson A. (2006), Influence de la minéralogie sur le comportement des mortiers de ciment au jeune âge, thèse de doctorat de l'Université Laval, 150 p.
- [11] 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.

[12] 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.

EFFET DU CONFINEMENT PAR POLYMERE RENFORCE DE FIBRES DE CARBONE SUR LES COLONNES CIRCULAIRES

MOHAMMED BERRADIA¹, AMAR KASSOUL¹

¹Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie
(mberradia125@yahoo.fr)

Résumé

L'utilisation de l'enveloppe externe du polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC) est l'une des techniques les plus efficaces existant pour le confinement des colonnes circulaires en béton armé. Actuellement, plusieurs recherches ont été élaborées pour le développement des modèles qui traitent le comportement monotone de ce type de confinement. L'inconvénient de la plupart de ces modèles ne considère pas la contribution de l'effet de renforcement par des armatures transversales (RAT), néanmoins, des modèles très limités ont été développés récemment qui considèrent cet effet combiné et qui donnent des résultats moins précis. L'objectif de cet article consiste à proposer un nouveau modèle contrainte-déformation pour prédire le comportement des colonnes circulaires confinées sous l'effet combiné de l'enveloppe PRFC externe et RAT interne sur la base de quelques données expérimentales.

Mots –Clés : béton armé; model de confinement; PRFC; RAT; colonnes circulaires

1. INTRODUCTION

Les diagnostics des constructions, après chaque séisme destructeur en Algérie, ont montré la nécessité de réhabilitation de certains édifices importants comme les ponts et les bâtiments stratégiques afin de prolonger leurs durées de vie. Diverses techniques existantes actuellement pour assurer une mise en conformité de ces structures, notamment via les matériaux traditionnels telles que le béton et l'acier [1 et 2]. En outre, l'utilisation des matériaux avancés a connu des progrès énormes dans le monde [3]. Les matériaux composites sont donc une solution de renforcement prometteuse, en croissance ayant des propriétés mécaniques importantes [4 et 5]. Les matériaux composites appartenant à la famille des polymères renforcés de Fibres (PRF) utilisés comme moyen de renforcement ont commencé progressivement à partir des années 90 ; et plus particulièrement en Europe, au Japon et en Amérique du Nord. Les PRF associent des fibres de résistance élevée à une matrice polymère qui les lie et dans laquelle elles sont noyées [6]. Ces fibres fournissent la résistance et la rigidité au matériau composite. Il existe actuellement différents types de fibres, parmi les plus utilisées les polymères renforcés de Fibres de Carbone (PRFC), malgré leur coût élevé sont néanmoins de plus en plus employées en raison de leur haut module élastique, de leur très haute résistance et de leur faible masse volumique ainsi que leur résistance à la fatigue, comme il permet le transfert des efforts entre les différentes fibres [7].

Dans cette optique, plusieurs études ont été menées sur le comportement de colonnes circulaires en béton confinées par les polymères renforcés de Fibres de Carbone (PRFC) [8]. En conséquence, plusieurs modèles contrainte-déformation pour prédire leur comportement sont proposés [9, 10, 11, 12 et 13]. Cependant, ces modèles ne considèrent pas l'effet des armatures transversales qui se trouvent réellement dans le béton. D'ici, d'autres travaux sont apparus récemment qui considèrent explicitement l'effet de confinement par l'enveloppe des polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) et le renforcement par armatures transversales (RAT). Harajli et al [14], ont proposé un modèle de confinement par la combinaison PRF et armatures transversales pour des colonnes en bétons circulaires ou rectangulaires. Eid et al [15], ont développé un modèle de confinement plus théorique et compliqué pour prédire le comportement contrainte-déformation des colonnes circulaires. Leur modèle est caractérisé par une bonne précision comparée avec les résultats expérimentaux. Lee et al [16], ont

proposé un nouveau model empirique pour prédire le comportement des colonnes circulaires en béton confiné par l'enveloppe PRFC et acier en spirales. Des modèles de confinement purement empirique pour prédire le comportement du béton confiné par PRFC et RAT acier en spirales. Chastre et Silva [17], ont développé un model pour des colonnes circulaires en béton confiné par l'enveloppe FRPC et acier en cerces utilisant la relation contrainte-déformation proposé par Richard et Abbott [18]. Ces dernières années, Hu et Seracino [19], ont proposé un modèle constitutif pour préjuger la résistance ultime et la déformation correspondante. La première branche ascendante a été proposée sur la base du modèle de Popovics [20], tandis que la deuxième branche qui tient compte de l'effet combiné du PRFC et RAT a été déduite de l'intégration des modèles de [21 et 22].

Dans le même contexte, Teng et al [23], dressent un état de l'art des différents travaux qui ont été menées sur les modèles de confinement PRFC et RAT. Dans ce contexte, ils proposent un modèle qui considère à la fois l'expression de Jian et Tang [22] pour l'enveloppe PRFC et l'expression modifiée de [21], pour l'effet RAT. Récemment, Shirmohammadi et al [24], ont suggéré un modèle constitutif pour des colonnes circulaires confiné par enveloppe FRPC et armature transversales RAT internes qui intègre l'équation proposée par [25], néanmoins ce modèle comporte plusieurs paramètres qui rend son comportement très variables.

Par ailleurs, peu de travaux sont actuellement disponibles en ce qui concerne le comportement de colonnes circulaires renforcés à la fois par Polymères renforcés de Fibres carbonées (PRFC) et par armatures transversales (RAT) ; ainsi que la complexité des expressions des modèles proposés pour prédire la résistance ultime et la déformation correspondante. Il est donc essentiel d'être en mesure de s'occuper davantage de cet effet combiné, et de faire calibré les données expérimentales existantes avec une analyse approfondie, afin de développer un nouveau modèle contrainte-déformation de confinement sous de l'effet combiné de PRFC et RAT, pour qu'on prédire le comportement axial monotone d'une manière plus simple et précise.

2. MODELES CONTRAINTE-DEFORMATION EXISTANTS

Le confinement des colonnes circulaires en béton par polymère renforcé de fibre de carbone (PRFC) a connu un large développement dans le monde, néanmoins peu de travaux considèrent l'effet de l'action combiné du PRFC et le renforcement par des armatures transversales (RAT). Dans la suite, on expose les modèles élaborés récemment qui sont liée avec le présent travail.

2.1. Modèle proposé par Chastre et Silva [17]

Sur la base d'une étude expérimentale réalisée sur vingt cinq colonnes circulaires en béton confiné par PRFC et RAT sous une charge de compression axiale monotone, Chastre et Silva [17], ont développé un modèle contrainte-déformation bilinéaire, basé sur l'expression proposé par Richard et Abbott [18]. Ce modèle est exprimée par :

$$f_c = \frac{(E_1 - E_2) \mathcal{N}_c}{\left[1 + \left(\frac{(E_1 - E_2) \mathcal{N}_c}{f_o} \right)^n \right]^{1/n}} + E_2 \mathcal{V}_c \quad (1)$$

Ou, $f_{c,c}$ représentent la résistance et la déformation axiale du béton, respectivement ; E_1 et E_2 sont la première et la deuxième pente de la courbe contrainte-déformation, respectivement; f_o représente la contrainte plastique de référence à l'intersection de la deuxième pente avec l'axe des contraintes; et n est le paramètre qui commande principalement la courbure de la zone de transition.

La résistance f_{cu} et la déformation ϵ_{cu} ultimes sont formulées comme suit :

$$f_{cu} = f_D + 5,29 f_{le} \quad (2)$$

$$v_{cu} = 17,65 \times v_{co} \left(\frac{f_{le}}{f_D} \right)^{0,7} \quad (3)$$

$$f_{le} = f_{lf} + f_{ls} \quad (4)$$

Avec, f_D est la résistance en compression du colonne en béton ; f_{lf} est la pression de confinement latérale produit sous l'effet d'enveloppe PRFC ; f_{ls} est la pression de confinement latérale produit sous l'effet de RAT; f_{le} est la pression de confinement latérale produit sous l'effet combiné du PRFC et RAT; v_{co} la déformation axiale du béton non confiné correspond à la résistance en compression du béton non confiné f_{co} .

Il a noté que ce modèle traite uniquement les RAT comme des cerces, sans tenir compte de l'effet de RAT sous forme de spirale ce qui ne généralise pas l'utilisation de ce modèle, quoique la simplicité de leurs expressions.

2.1. Modèle développé par Lee et al [16]

Lee et al [16] ont développé un modèle de l'effet combiné PRFC et RAT de forme spirale. Ce modèle est devisé en trois parties. Les équations de ce modèle sont exprimées comme suite :

$$f_c = \begin{cases} E_c v_c + (f_{co} - E_c v_{co}) \times \left(\frac{v_c}{v_{co}} \right)^2 & \text{for } 0 \leq v_c \leq v_{co} \\ f_{co} + (f_{cs} - f_{co}) \times \left(\frac{v_c - v_{co}}{v_{cs} - v_{co}} \right)^{0,7} & \text{for } v_{co} \leq v_c \leq v_{cs} \\ f_{cs} + (f_{cu} - f_{cs}) \times \left(\frac{v_c - v_{cs}}{v_{cu} - v_{cs}} \right)^{0,7} & \text{for } v_{cs} \leq v_c \leq v_{cu} \end{cases} \quad (5)$$

et,

$$v_{cs} = \begin{cases} v_{cu} \left\{ 0,85 + 0,03 \times \left(\frac{f_{lf}}{f_{ls}} \right) \right\} & \text{for } f_{lf} \geq f_{ls} \quad \text{and} \quad f_{cs} = 0,95 \times f_{cu} \\ 0,7 \times v_{cu} & \text{for } f_{lf} < f_{ls} \quad \text{and} \quad f_{cs} = f_{cu} \times \left(\frac{v_{cs}}{v_{cu}} \right)^{0,4} \end{cases} \quad (6)$$

Où, f_{cs} et v_{cs} sont la résistance et la déformation en compression du béton confiné au rendement des aciers en spirale, respectivement.

Pour l'estimation des expressions de la résistance f_{cu} et la déformation v_{cu} ultimes, Lee et al [16], ont modifié les expressions de Lam et Tang [11]. Les expressions proposées sont données comme suit :

$$f_{cu} = f_{co} \times \left(1 + \frac{2(f_{lf} + f_{ls})}{f_{co}} \right) \quad (7)$$

$$v_{cu} = v_{co} \times \left(1,75 + 5,25 \left(\frac{k_f f_{lf} + k_s f_{ls}}{f_{co}} \right) \times \left(\frac{v_{frp,r}}{v_{co} 3} \right)^{0,45} \right)$$

(8)

$v_{frp,r}$ est la déformation à la rupture du matériau composite PRF.

Contrairement au modèle de Chastre et Silva [17], le modèle Lee et al [16], traite les RAT comme spirale, sans tenir compte de RAT sous forme de cerces ce qui ne généralise pas aussi l'utilisation de ce modèle, outre la complexité des expressions proposées.

2.1. Modèle développé par Teng et al [23]

Teng et al [23], ont proposé un modèle contrainte-déformation pour des colonnes en béton confiné par la combinaison matériaux composites PRFC et des armatures d'acier transversales RAT sur la base d'une grande base de données expérimentale.

La partie de l'enveloppe PRFC est basé sur les relations du modèle de Jian et Tang [22], par contre la contribution des armatures transversales (RAT) est considérée par les relations du modèle de [21]. L'équation de ce modèle est exprimée par :

$$\frac{f_c}{f_{cu}} = \frac{\left(\frac{v_c}{v_{cu}}\right)^r}{r - 1 + \left(\frac{v_c}{v_{cu}}\right)^r} \quad (9)$$

et,

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_{cu}}{v_{cu}}} \quad (10)$$

Les équations de la résistance f_{cu} et la déformation v_{cu} ultime sont formulés comme suit :

$$\frac{f_{cu}}{f_{co}} = 1 + 3,5 \frac{f_{ly}}{f_{ls}} + 3,12 \left[\frac{f_{ly}}{f_{co} (1 + 0,202 \dots_f^{0,145})} \right]^{0,736} \quad (11)$$

$$\frac{v_{cu}}{v_{co}} = 1 + 3,9 \left(\frac{f_{cu}}{f_{co}} - 1 \right)^{1,2} \quad (12)$$

Le paramètre \dots_f est donné comme suite:

$$\dots_f = \frac{E_{frp} t_{frp} s d_c}{k_e E_s A_{st} D} \quad (13)$$

Avec, E_{frp} et t_{frp} sont module d'élasticité et l'épaisseur d'enveloppe PRFC, respectivement; E_s et A_{st} sont module d'élasticité et section d'acier (cerces ou spirales), respectivement; d_c est le diamètre du noyau de béton enveloppé par l'acier en (cerces ou spirales); s est l'espacement verticale d'acier (cerces ou spirales); k_e = coefficient de confinement effective qui tient en compte le type d'acier transversal utilisé (cerces ou spirales); et D est le diamètre du colonne.

Quoique, Teng et al [23], ont cerné explicitement dans leur modèle, l'interaction entre PRFC et RAT par le coefficient d'interaction α_f , ce qui a doublé l'effet de l'interaction. En conséquence, les valeurs de ce modèle sont largement amplifiées comparativement avec les autres travaux. Ceci, sans tenir compte de la complexité des relations de ce modèle.

2.1. Modèle proposé par Shirmohamadi et al [24]

Shirmohamadi et al [24], ont développé un modèle constitutive contrainte-déformation basé sur la relation de Thorenfeldt [25]. La relation de ce modèle est exprimée comme suit :

$$\frac{f_c}{f_{cu}} = \frac{\left(\frac{V_c}{V_{cu}}\right)^r}{r - 1 + \left(\frac{V_c}{V_{cu}}\right)^{kr}} \quad (14)$$

et,

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_{cu}}{V_{cu}}} \quad (15)$$

Avec, $k = 0.8$ est le paramètre de Thorenfeldt. Les relations de la résistance f_{cu} et la déformation ϵ_{cu} ultimes, sont exprimés par :

$$\frac{f_{cu}}{f_{co}} = 1,1 + 2,5 \left(\frac{f_{lf}}{f_{co}}\right)^{0,8} \times \left(\frac{f_{ls}}{f_{co}}\right) + 3,5 \left(\frac{f_{ls}}{f_{co}}\right)^{0,2} \left(\frac{d_c^2}{D^2}\right)^4 \quad (15)$$

$$\frac{V_{cu}}{V_{co}} = 2 + 6,5 \left(\frac{f_{lf}}{f_{co}}\right)^{0,7} \times \left(\frac{f_{ls}}{f_{co}}\right)^{0,7} + 6 \left(\frac{f_{ls}}{f_{co}}\right)^{0,04} \left(\frac{s}{0,5 \times D}\right)^{-0,8} \times \left(\frac{E_{frp}}{f_{co}}\right)^{0,5} \quad (16)$$

Le modèle présenté tient compte explicitement de l'effet combiné du PRFC et RAT, néanmoins leurs expressions sont largement compliquées.

Bibliographie

- [1] Youssef, M.N., Feng, M.Q. and Mosallam, A.S. (2007), Stress-strain model for concrete confined by FRP composites, Composites. Part B., Vol. 38, No. 5-6, pp. 614-28.
- [2] Nam, J.W., Yoon, I.S. and Yi, S.T. (2016), Numerical evaluation of FRP composite retrofitted reinforced concrete wall subjected to blast load, Comput.Concrete., Vol. 17, No.2, pp. 215-225.

- [3] Fanggi, B.A.L. and Ozbakkaloglu, T. (2015), "Square FRP-HSC-steel composite columns: Behavior under axial compression", *Eng. Struct.*, Vol. 92, pp. 156-171.
- [4] Morsy, A. and Mahmoud, E.T. (2013), Bonding techniques for flexural strengthening of R.C. beams using CFRP laminates, *Ain. Sha. Eng. J.*, Vol. 4, No. 3, pp. 369-374.
- [5] Ozbakkaloglu, T. (2013), Compressive behavior of concrete-filled FRP tube columns: Assessment of critical column parameters, *Eng. Struct.*, Vol. 51, pp. 188-199.
- [6] Lu, W.Y., Yu, H.W., Chen, C.L., Liu, S.L. and Chen, T.C. (2015), High-strength concrete deep beams with openings strengthened by carbon fiber reinforced plastics, *Comput.Concrete.*, Vol. 15, No. 1, pp. 21-35.
- [7] Zhang, H.Y., Hao, X. and Fan, W. (2016), Experimental study on high temperature properties of carbon fiber sheets strengthened concrete cylinders using geopolymer as adhesive, *Proc. Eng.*, Vol. 135, pp. 47-55.
- [8] Sadeghian, P. and Fam, A. (2015), Improved design-oriented confinement models for FRP-wrapped concrete cylinders based on statistical analyses, *Eng. Struct.*, Vol. 87, pp. 162-182.
- [9] Saadatmanesh, H., Ehsani, M.R. and Li, M.W. (1994), Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps, *ACI. Struct.*, Vol. 91, No. 4, pp. 434-447.
- [10] Samaan, M., Mirmiran, A. and Shahawy, M. (1998), Model of concrete confined by fiber composites, *J. Struct. Eng.*, Vol. 124, No. 9, pp. 1025-31.
- [11] Lam, L. and Teng, J.G. (2003), Design-Oriented stress-strain model for FRP-confined concrete, *Const. Build. Mater.*, Vol. 17, No. 6-7, pp. 471-489.
- [12] Wei, Y.Y. and Wu, Y.F. (2012), Unified stress-strain model of concrete for FRP-confined columns, *Const. Build. Mater.*, Vol. 26, No. 1, pp. 381-392.
- [13] Ozbakkaloglu, T., Lim, J.C. and Vicent, T.(2013), FRP-confined concrete in circular sections: review and assessment of stress-strain models, *Eng. Struct.*, Vol. 49, pp.1068-1088
- [14] Harajli, M.H., Hantouche, E. and Soudki, k. (2006), Stress-strain model for fiber reinforced polymer jacketed concrete columns, *ACI. Struct. J.*, Vol. 103, No. 5, pp. 672-705.
- [15] Eid, R. and Paultre, P. (2008), Analytical model for FRP-confined circular reinforced concrete columns, *J. Compos. Constr.*, Vol. 12, No. 5, pp. 541-52.
- [16] Lee, J.Y., Yi, C.K., Jeong, H.S., Kim, S.W. and Kim J.K. (2010), Compressive reponse of concrete confined with steel spirals and FRP composites, *J. Compos. Mater.*, Vol. 44, No. 4, pp. 1-24.
- [17] Chastre, C. and Silva, M.A.G. (2010), Monotonic axial behavior and modeling of RC circular columns confined with CFRP, *Eng. Struct.*, Vol. 32, No. 8, pp. 2268-77.
- [18] Richard, R.M. and Abbott, B.J. (1975), Versatile elastic-plastic stress-strain formula, *J. Eng. Mech. Div (ASCE)*, Vol. 101, No. 4, pp. 511-516.
- [19] Hu, H. and Seracino, R. (2013), Analytical model for FRP-and-steel-confined circular concrete columns in compression, *J. Compos. Constr.*, Vol.18, No. 3, A4013012 1-7.
- [20] Popovics, S. (1973), Numerical approach to the complete stress-strain relation for concrete, *Cem. Concr. Res.*, Vol. 3, No. 5, pp. 583-99.
- [21] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988), Theoretical stress-strain model for confined concrete, *J. Struct. Eng.*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-26.
- [22] Jiang, T. and Teng, J.G. (2007), Analysis-oriented stress-strain models for FRP-confined concrete, *Eng. Struct.*, Vol. 29, No. 11, pp. 2968-2986.
- [23] Teng, J.G., Lin, G. and Yu, T. (2014), Analysis-oriented stress-strain model for concrete under combined FRP-steel confinement, *J. Compos. Constr.*, Vol. 19, No. 5, 04014084- 1-14.
- [24] Shirmohammadi, F., Esmaeily, A. and Kiaeipour, Z. (2015), Stress-strain model for circular concrete columns confined by FRP and conventional lateral steel, *Eng. Struct.*, Vol. 84, pp. 395-405.
- [25] Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A. and Jensen J.J. (1987), Mechanical properties of high strength concrete and application in design, proceedings of the symposium on utilization of high strength concrete, Tapir, Trondheimr, Norway.

ETUDE DE L'EFFET DU CONFINEMENT LATERAL SUR LES ELEMENTS STRUCTURAUX EN BETON A HAUTE RESISTANCE (BHR)

ABDESSELAM HALIMA¹, KASSOUL AMAR²

¹Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie
(1) halimamag@hotmail.com

Résumé :

Depuis la découverte du béton armé, les études ont été axées sur la recherche des méthodes permettant de renforcer cette résistance. Actuellement, la notion de béton à haute résistance est réservée à un béton d'une résistance comprise entre 80 et 100 MPa, cette évolution n'est pas terminée. L'augmentation de la résistance à la compression du béton s'accompagne fréquemment de l'amélioration d'autres propriétés, comme la résistance à la traction, la rigidité, la résistance à l'usure, et la durabilité. D'autre part, Le BHR présente des avantages 'technologiques' intéressants par rapport au béton traditionnel dans la construction des structures. C'est ainsi que le BHR permet la réalisation de constructions plus élancées.. A l'heure actuelle, les avantages du BHP se concrétisent principalement dans l'obtention d'un espace intérieur le plus utile possible. Afin d'assurer une résistance et une ductilité de ces structures, le confinement des éléments structuraux doit être respecté.

L'objectif de ce travail est l'étude de l'effet du confinement latéral sur les éléments structuraux en béton à haute résistance (BHR) et de développer un modèle de confinement latéral (BHR), en tenant compte des facteurs locaux caractérisant notre environnement. Le modèle est basé sur une étude comparative des différents modèles de confinement existants dans la littérature actuelle

Mots-clés : confinement, modèle, résistance, ductilité, béton à haute résistance (BHR), poteaux, poutres.

I.1. Introduction

La résistance à la compression est généralement considérée comme la principale propriété caractéristique du béton. Depuis la découverte du béton, les études ont été axées sur la recherche de méthodes permettant d'améliorer cette résistance. Des progrès considérables ont été enregistrés dans ce domaine au cours de ces dernières décennies. Aux Etats-Unis, durant les années 1950, une résistance à la compression de 35MPa était considérée comme une résistance élevée. Dans les années 1970, la limite a été portée à 70MPa, alors qu'en 1990, la notion de béton à haute résistance était réservée à un béton d'une résistance à la compression comprise entre 60 et 100MPa [1]. Cette évolution n'est pas terminée ! Des résistances à la compression supérieures à 120MPa ont été réalisées lors de constructions récentes [2]. La notion de 'haute résistance' est très relative et, de toute évidence, évolutive.

L'augmentation de la résistance à la compression du béton s'accompagne fréquemment de l'amélioration d'autres propriétés, comme la résistance à la traction, la rigidité, la résistance à l'usure, la durabilité, etc.

Tableau 1.Caractéristiques de résistance et de déformation suivant la norme EN 1992-1-1 :2004.

| Caractéristiques | Classe de résistance | | | | | | | | | | ⇒ Béton a haute résistance | | | | |
|--|----------------------|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|------|-----|----------------------------|-----|-----|-----|--|
| | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 70 | 80 | 90 | |
| f_{ck} résistance caractéristique en compression sur cylindre (MPa) | 12 | 16 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 70 | 80 | 90 | |
| $f_{ck-cube}$ résistance caractéristique en compression sur cube (MPa) | 15 | 20 | 25 | 30 | 37 | 45 | 50 | 55 | 60 | 67 | 75 | 85 | 95 | 105 | |
| f_{cm} résistance moyenne en compression(MPa) | 20 | 24 | 28 | 33 | 38 | 43 | 48 | 53 | 58 | 63 | 68 | 78 | 88 | 98 | |
| f_{ctm} résistance moyenne en traction directe (MPa) | 1.6 | 1.9 | 2.2 | 2.6 | 2.9 | 3.2 | 3.5 | 3.8 | 4.1 | 4.2 | 4.4 | 4.6 | 4.8 | 5.0 | |
| E_{cm} module d'élasticité sécant (GPa) | 27 | 29 | 30 | 31 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 41 | 42 | 44 | |
| ϵ_{cl} déformation au pic de contrainte (‰) | 1.8 | 1.9 | 2.0 | 2.1 | 2.2 | 2.25 | 2.3 | 2.4 | 2.45 | 2.5 | 2.6 | 2.7 | 2.8 | 2.8 | |

I.2. Notion sur béton à haute résistance (BHR)

I.2.1 Avantages

Les avantages liés au **BHR** sont très nombreux :

- Haute résistance en compression, permettant de réduire les sections des éléments de béton
- Durabilité supérieure vis-à-vis des agressions physico-chimiques
- Meilleure résistance aux phénomènes gel-dégel
- Résistance élevée au jeune âge facilitant l'optimisation des cycles de décoffrage et de mise en tension des câbles de précontrainte
- Moindre retrait limitant la fissuration.

L'ensemble de ces propriétés permet de réduire le coût global d'un ouvrage par :

- L'allègement des structures imposé par certaines exigences architecturales
- L'optimisation du chantier
- La diminution des coûts de maintenance.

I.2.2 Domaines d'application [3]

Les avantages des **BHR** les destinent à des ouvrages à fortes sollicitations tels que les ouvrages d'art ou encore des bâtiments de grande hauteur.

La résistance au jeune âge du **BHR** permet des décoffrages rapides ainsi que des précontraintes accélérées : Préfabrication de poutres ou de planchers en usine et réalisation sur le chantier de voussoirs de ponts ou de poteaux.

I.2.3 Caractéristiques techniques des BHP [3]

- Une quantité de ciment élevée supérieure à 350 kg/m³
- Un E/C plus faible par l'utilisation de superplastifiants hauts réducteurs d'eau
- Utilisation de fines à effet pouzzolanique (notamment fumées de silice) à environ 10% du poids de ciment
- Optimisation de l'empilement granulaire (moindre porosité).

I.2.4 Mise en œuvre et précautions d'emploi [3]

La fabrication, le transport et la mise en œuvre du BHR se font avec le matériel habituellement utilisé pour les bétons ordinaires et ne nécessitent pas de précaution particulière à l'exception des points suivants :

- Les ajouts d'eau sont interdits
- Le béton frais doit être protégé par des conditions de cure adaptées.

II. travaux réalisés (modèle réalisé sur BHR)

2.1 Modèle de Cusson et Paultre

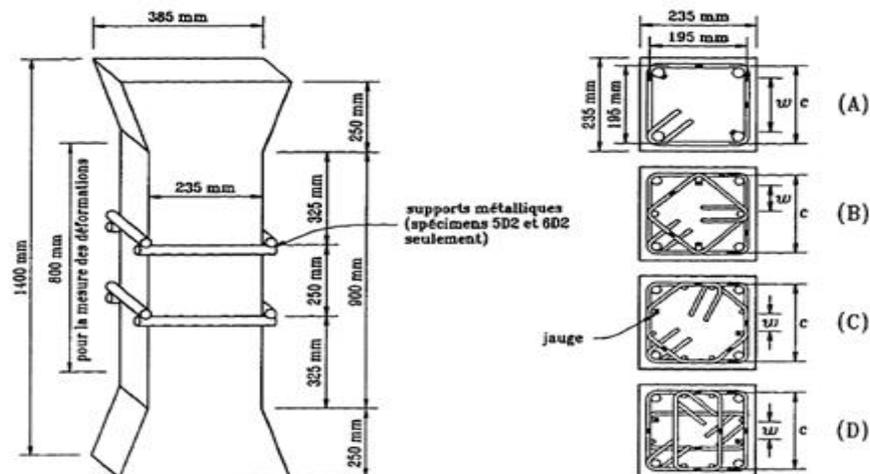


Figure 1. Dimension des spécimens testés et instrumentation [4].

Dans cette étude Cusson et Paultre [4] [5] ont traité les paramètres suivants:

- La résistance maximale du béton confiné f_{cc} ,
- La déformation axiale ϵ_{cc} ,
- La ductilité du béton confiné,
- La ténacité du béton confiné.

*Pression de confinement effective [5]

$$f_{cc} = f_{c0} + 4,1f_l$$

$$f_l = \frac{f_{hcc}}{s} \left(\frac{A_{shx} + A_{shy}}{c_x + c_y} \right)$$

Ont exprimé coefficient d'efficacité de confinement K_e par la relation :

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{\sum w_i^2}{6c_x c_y}\right) \left(1 - \frac{s'}{2c_x}\right) \left(1 - \frac{s'}{2c_y}\right)}{1 - \rho_e}$$

La pression de confinement effective appliquée sur la section nominale de béton confiné est :

$$f_{le} = k_e \cdot f_l = \frac{k_e \cdot f_{hcc}}{s} \left(\frac{A_{shx} + A_{shy}}{c_x + c_y} \right)$$

Pour une section carrée:

$$f_{le} = k_e \cdot f_l = \frac{k_e \cdot f_{hcc} \cdot A_{sh}}{s \cdot c}$$

****Indice de confinement effectif**

Cusson et Paultre (1994) [5] ont introduit le classement de confinement selon l'indice effectif de confinement,

exprimé par le rapport $\frac{f_{le}}{f_{co}}$.

| | |
|-------------------------------|--|
| Classe 1 (confinement faible) | $0 \% < \frac{f_{le}}{f_{co}} < 5 \%$ |
| Classe 2 (confinement moyen) | $5 \% < \frac{f_{le}}{f_{co}} < 20 \%$ |
| Classe 3 (confinement élevé) | $\frac{f_{le}}{f_{co}} > 20 \%$ |

Gain de résistance [5]

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2.1 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{0.7}$$

Gain de ductilité [32]

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} + 0.21 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{1.7}$$

$$\varepsilon_{C50C} = \varepsilon_{C50U} + 0.15 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{1.1} \text{ avec } f_{hcc} = f_{yh}$$

*** Modèle proposé [5]**

- la partie ascendante (OA) est la relation originale proposée par Popovics (1973) pour le béton ordinaire :

$$f_c = f_{cc} \left[\frac{k(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})}{k-1+(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^k} \right] \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$$

Et, le constante k :

$$k = \frac{E_c}{E_c - (f_{cc}/\varepsilon_{cc})}$$

f_c : Contrainte axiale dans le béton

ε_c : Déformation axiale

k : Facteur contrôlant la pente initiale et la courbure de la partie ascendante

E_c : Module élastique du béton.

- la partie descendante (ABC) est une modification de la relation proposée par Fafitis et Shah (1985) pour le béton confiné à haute performance:

$$f_c = f_{cc} \exp \left[k_l (v_c - v_{cc})^{k_2} \right] \quad v_c \geq v_{cc}$$

$$k_l = \frac{\ln 0,5}{(v_{c50c} - v_{cc})^{k_2}}$$

$$k_2 = 0,58 + 16 \left(\frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{1,4}$$

2.2 Modèle de Mitsuyoshi Akiyama, Motoyuki Suzuki, and Dan M. Frangopol[6]

La plupart des études existantes de béton confiné à haute résistance sont basées sur des spécimens de taille relativement petite; par conséquent, il est difficile d'évaluer la taille structurale et effets géométriques sur le comportement post-pic du béton confiné.

Cette étude fournit des données expérimentales sur grande échelle lié en béton à haute résistance des poteaux de section carrée 450 x 450 mm et circulaire de 500 mm de diamètre. Chaque spécimen a jauges de contrainte dans la colonne pour mesurer la déformation locale.

Les résultats du test fournissent un aperçu du comportement post-pic de béton confinée, valider la proposition de stress- était en moyenne de strain model, et contribuer à l'élaboration d'une approche plus rationnelle pour la conception sismique des poteaux en béton armé.

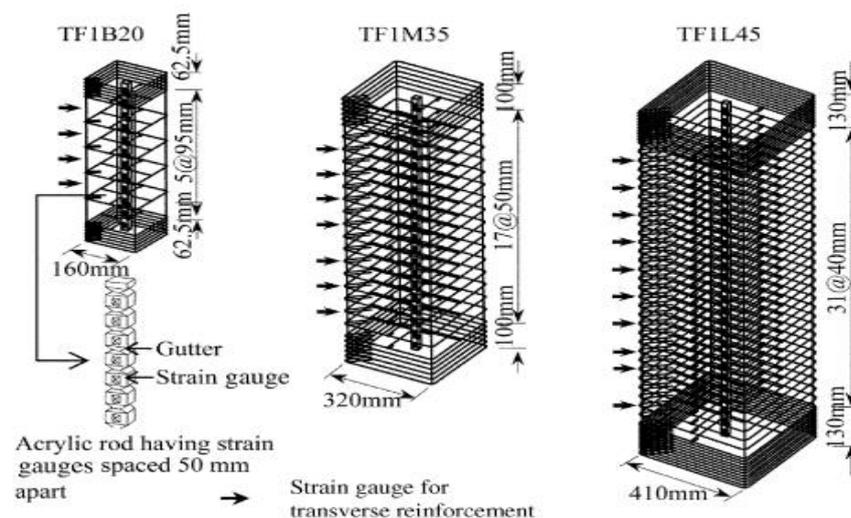


Figure 2. Exemple de démentions et arrangements des armatures transversale des poteaux d'essai.[6]

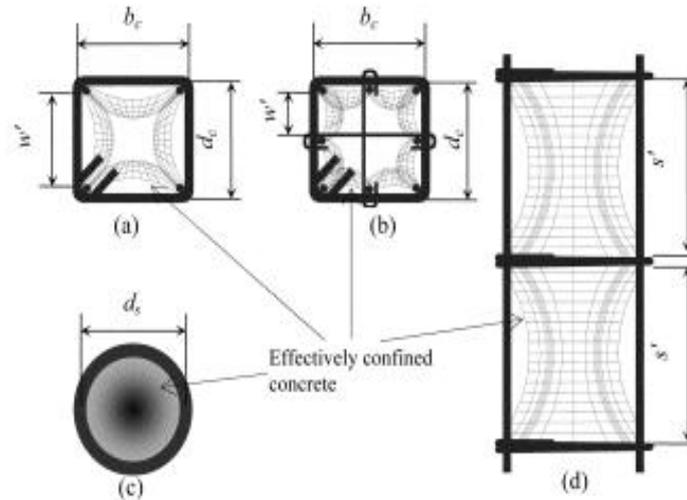


Figure 3. action d'arche en béton confiné. (Arching action in confined concrete.) [6]

Pour formuler le pic de stress et la souche de FAC au pic de stress ϵ_{cc} . Les résultats de l'analyse de régression sont comme suit

$$f_{cc} = f_{c0} \left\{ 1 + 2.28 \left(\frac{p_e}{f_{c0}} \right)^{0.647} \right\}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} + 0.0766 \left(\frac{p_e}{f_{c0}} \right)$$

Tableau 2. Tableau comparatif de la résistance maximale du béton confiné f_{cc} et la déformation axiale ultime ϵ_{cc} dans les différents modèles de confinement en BHR

| Chercheurs | La résistance maximale du béton confiné f_{cc} | La déformation axiale ultime ϵ_{cc} |
|----------------------------|--|---|
| Vallenas, Bertero et Popov | $\frac{f_c}{f_c'} = \frac{\frac{E_c \epsilon_{cc}}{f_c'} x - kx^2}{1 + \left(\frac{E_c \epsilon_{cc}}{k f_c'} - 2 \right) x} \quad 0 \leq \epsilon_c < \epsilon_{cc}$ $f_c = f_{cc} \exp[-k(\epsilon_c - \epsilon_{cc})^{1.15}] \quad \epsilon_{cc} < \epsilon_c$ | $\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.005 \left[1 - \frac{0.734s}{h} \right] \frac{\rho'' f_{yh}}{\sqrt{f_c'}}$ |
| Scott, Park et Priestly | $f_c = k f_c' \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_{c0} k} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0} k} \right)^2 \right]$ $f_c = k f_c' [1 - Z_m(\epsilon_c - 0.002k)]$ | $\epsilon_{cu} = 0.004 + 0.9 \rho_s \left(\frac{f_{yh}}{300} \right)$ |

| | | |
|--|--|--|
| Fafitis et Shah | $f_{cc} = \lambda_2 \left[f_c' + \left(1.15 + \frac{3048}{f_c'} \right) f_r \right]$ | $\varepsilon_{cc} = 1.027 \times 10^{-7} f_c' + 0.0296 \lambda_2 \frac{f_l}{f_{cc}} + 0.00195$ |
| Mander 1988 | $\tilde{f}_{cc} = \tilde{f}_{co} \left(-1.254 + 2.252 \left(\sqrt{1 + \frac{7.34 f_l'}{\tilde{f}_{co}}} \right) - 2 \frac{f_l'}{\tilde{f}_{co}} \right)$ | $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}'}{\tilde{f}_{co}} - 1 \right) \right]$ |
| Cusson et Paultre (1994) | $\tilde{f}_c = \tilde{f}_{cc} \left[\frac{k_{(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})}}{k - 1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^k} \right]$ | |
| Cusson, D ; Paultre , P. June 2008 | $\tilde{f}_{hcc}^{min} = v_{cc} \varepsilon_c E_s \leq \tilde{f}_{yh}$ | |
| Mitsuyoshi Akiyama, Motoyuki Suzuki, and Dan M. Frangopol 2010 | $f_{cc} = f_{c0} \left\{ 1 + 2.28 \left(\frac{p_e}{f_{c0}} \right)^{0.647} \right\}$ | $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} + 0.0766 \left(\frac{p_e}{f_{c0}} \right)$ |

A partir de ce tableaux en choisi quelque modèle pour la réalisation d'une étude paramétrique sur le développement des différents modèles de confinement établis pour le béton confiné a haut résistance. L'étude prend en compte et recense les différents paramètres utilisés dans l'établissement de chaque modèle. Ce chapitre permet de prédire un nouveau modèle de confinement.

References bibliographique:

- [1]. SHAH S.P.; AHMAD S.H. "*High performance concretes and applications*" Edward Arnold, ISBN 0-340-58922-1, 1994.
- [2]. Aitcin C P, "*Developements in the application of high-performance concretes Construction and bulding materials*", Vol. 9, No. 1, 1995.
- [3]. Holcim Direction Marketing Applications (DMA) Rue des Fabriques, 2 B - 7034 Obourg « *Les solutions Bétons Hautes Performances* » KAZAK - 05/2007.
- [4] P Paultre, M.ASCE; and. F Légeron, M.ASCE, "*Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns*" JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING © ASCE / MAY 2008, pp 738-749.
- [5] D.cusson, P.paultre, "*le confinement des poteaux en béton à hautes performances-prévision de comportement*", université de Sherbrooke (Québec) Canada, Bull. liaison labo.P. et Ch-192-juil-aout 1994-Réf.3814.
- [6] Mitsuyoshi Akiyama, Motoyuki Suzuki, and Dan M. Frangopol, "*Stress-Averaged Strain Model for Confined High-Strength Concrete*", ACI Structural Journal/March-April 2010

RETRAIT ET FLUAGE DES BETONS: ANALYSE COMPARÉE ENTRE BÉTON ORDINAIRE ET BÉTON À HAUTE RÉSISTANCE

FARID BOUZIADI, BENSAID BOULEKBACHE, MOSTEFA HAMRAT

Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie.

bouziadi.farid@gmail.com

Résumé

Le travail est composé de plusieurs parties :

- *Etude bibliographique sur le retrait et fluage et les paramètres qui les caractérisent.*
- *Travail de caractérisation des matériaux utilisés (granulats, fibres, superplastifiant et ciments)*
- *Travail expérimental réalisé sur des éprouvettes prismatiques (100×100×400) mm³ pour étudier l'influence du retrait sur les déformations des structures tout en montrant l'effet de la composition de bétons, des fibres et de la température.*
- *Travail expérimental réalisé sur des poutres de dimensions (150×150×2800) mm³ pour étudier l'influence du fluage sur les déformations des structures tout en montrant l'influence de la composition de bétons, des fibres et de la température.*
- *Modélisation numérique en utilisant un programme "ANSYS" pour valider les résultats expérimentaux.*

Mots clé : *retrait, fluage, fibres, température, énergie d'activation, ANSYS.*

Introduction :

Les variations dimensionnelles spontanées qui se développent en l'absence de tout chargement extérieur, il s'agit en général d'une diminution de volume d'où l'appellation de **retrait** et des déformations provoquées par un chargement faisant subir au béton des déformations différées d'où l'appellation de **fluage**. Généralement on divise les déformations différées en deux parties; une première partie, appelée **fluage propre** qui représente les déformations dues au chargement du matériau, lorsque celui-ci est protégé vis à vis de l'absorption ou de la désorption d'eau, une deuxième partie, appelée **fluage de dessiccation** qui est le complément de déformations du au chargement par rapport au fluage propre, lorsque le matériau est exposé aux variations hydriques du milieu extérieur [1].

Le fluage et le retrait demeurent parmi les phénomènes majeurs qui occupent le souci centenaire des chercheurs sur tous les types des bétons, leurs influences sur les structures restent de nos jours, le sujet principal à recourir et l'origine de la plus part des désordres observés lors de l'exploitation des ouvrages [2, 3].

Problématique : Le béton à haute performances (BHP) est généralement plus durable que le béton ordinaire. Plusieurs chercheurs ont montré que le BHP est également plus susceptible de se fissurer. En effet, les BHP sont fabriqués avec des quantités plus importantes de liant, d'ajouts minéraux et de superplastifiant. Ainsi les déformations et contraintes qui accompagnent l'hydratation du ciment sont plus importantes.

Le but de ce travail est l'étude de l'effet des propriétés des fibres sur l'ouvrabilité, sur les caractéristiques mécaniques, sur le retrait total et le fluage du béton fibré à haute résistance et béton fibré ordinaire sous trois températures de cure.

2. Programme expérimental

2.1 Matériaux utilisés

Le ciment utilisé est de type CEM II /A 42.5, de densité 3.1 et de surface spécifique 3298 cm²/g. La fumée silice "CONDENSIL S95 DS" utilisée par substitution du ciment (8% par masse du ciment), conforme à la norme EN 13263- 1, de densité 2.4 et de surface spécifique 220000 cm²/g. Le superplastifiant (SP) utilisé pour assurer une bonne ouvrabilité, est un Polycarboxylate à base de copolymère acrylique "SIKA VISCOCRETE TEMPO12" conforme à la norme EN 934-2. Le sable utilisé est un sable roulé de densité spécifique 2.60, de module de finesse 2.67. Le gravier utilisé est un gravier concassé calcaire de densité spécifique 2.70.

Deux types de fibres ont été utilisés: métalliques à crochets d'élançements 55 et 80 et polypropylène. Le tableau 1 présente les caractéristiques des fibres utilisées.

Tableau 1.Caractéristiques des différentes fibres.

| Caractéristiques | Fibre métallique | | Fibre en polypropylène |
|------------------------------|---|-------|---|
| Longueur L_f (mm) | 50 | 30 | 12 |
| Diamètre d_f (mm) | 0.62 | 0.55 | 0.034 |
| Élançement (L_f/d_f) | 80 | 55 | 353 |
| Densité | 7.8 | 7.8 | 0.91 |
| Résistance en traction (MPa) | 1100 | 1100 | 450 |
| Module élastique (GPa) | 200 | 200 | 5 |
| Déformation à la rupture (%) | 3.5 | 3.5 | 18 |
| Nombre des fibres par kg | 8168 | 16750 | 11.3 millions |
| Morphologie |  | |  |

2.2 Confection des bétons et leur formulation :

Les tableaux 2 et 3 présentent les formulations des bétons testés.

Tableau 2. Formulations des bétons ordinaires étudiés (kg par m³).

| Béton étudiés | Ciment | Sable | Gravier | Eau | SP | Fibres métalliques | | |
|---------------|--------|-------|---------|-----|-----|--------------------|--------------|--------------|
| | | | | | | (%) | $l_f/d_f=80$ | $l_f/d_f=55$ |
| BO | 400 | 668 | 1003 | 199 | 1.2 | - | - | - |
| BOFM-0,5 -55 | 400 | 668 | 1003 | 199 | 2 | 0,5 | - | 38.42 |
| BOFM-1-55 | 400 | 668 | 1003 | 199 | 3.2 | 1 | - | 76.84 |
| BOFM-0,5 -80 | 400 | 668 | 1003 | 199 | 2 | 0,5 | 38.42 | - |
| BOFM-1 -80 | 400 | 668 | 1003 | 199 | 3.2 | 1 | 76.84 | - |

Notation : BOFM-0,5-55: Béton ordinaire avec fibre métallique de dosage 0,5% et d'élançement 55.

Tableau 3. Formulations des bétons à haute résistances (kg par m³).

| Béton étudiés | Ciment | Fumée de silice | Sable | Gravier | Eau | SP | Fibres métalliques | | Fibres polypropylène | |
|----------------|--------|-----------------|-------|---------|-------|------|--------------------|--------------|----------------------|-----|
| | | | | | | | (%) | $l_f/d_f=80$ | $l_f/d_f=55$ | (%) |
| BHRFS | 415 | 36 | 668 | 1003 | 177,5 | 5 | - | - | - | - |
| BHRFSFM-0,5-55 | 415 | 36 | 668 | 1003 | 177,5 | 5,9 | 0,5 | - | 37,78 | - |
| BHRFSFM-1-55 | 415 | 36 | 668 | 1003 | 177,5 | 7,65 | 1 | - | 75,65 | - |
| BHRFSFM-0,5-80 | 415 | 36 | 668 | 1003 | 177,5 | 5,9 | 0,5 | 37,78 | - | - |
| BHRFSFM-1-80 | 415 | 36 | 668 | 1003 | 177,5 | 7,65 | 1 | 75,65 | - | - |
| BHRFSFP-0,1 | 415 | 36 | 668 | 1003 | 177,5 | 5,9 | - | - | - | 0,1 |
| BHRFSFP-0,2 | 415 | 36 | 668 | 1003 | 177,5 | 5,9 | - | - | - | 0,2 |
| BHRFSFH | 415 | 36 | 668 | 1003 | 177,5 | 5,9 | 0,5 | - | 37,78 | 0,1 |

Notation : BHRFSFM-0,5-55 : Béton à haute résistance en présence de la fumée de silice avec fibre métallique de dosage 0,5% et d'éclatement 55.

Les paramètres étudiés sont représentés dans le tableau 4.

Tableau 4. Paramètres testés et leurs niveaux.

| Paramètres | Variation |
|---|---|
| E/C | 0,5 et 0,4 |
| Ajout minéral | Fumée de silice |
| Type de fibre | Métallique FM ; polypropylène FP ; hybride FH |
| Éclatement des fibres métalliques (L_f/d_f) | 80 ; 55 |
| Dosage de fibre métallique (%) | 0,5 ; 1 |
| Dosage de fibre polypropylène (%) | 0,1 ; 0,2 |
| Température de cure (°C) | 20 ; 35 ; 50 |

2.3 Mesure du retrait total

Les éprouvettes sont coulées dans des moules prismatiques 100×100×400 mm, munis de deux plots en cuivre espacés de 15.5 cm. Les éprouvettes ont été recouvertes d'une toile de jute humide afin d'empêcher toute évaporation au très jeune âge et laissées dans le laboratoire à la température constante de 20 °C ±2 et d'humidité de 90%±5. Après 24 heures, les éprouvettes sont démoulées, préparées pour les mesures de retrait total. Les éprouvettes sont munies d'une mince couche de bitume entourée d'une bande adhésive aux deux bouts pour éviter les effets de bord et assurer un milieu sans échange hydrique avec le milieu extérieur. Les éprouvettes sont conservées dans des étuves à vapeur dans une position verticale à différentes températures avec une humidité relative de 50 %±5 (Fig. 1).

Les mesures du retrait sont prises à l'aide d'un comparateur digital ayant une précision de 1 µm.



Fig.1. Mesure du retrait total

2.4 Mesure du fluage :

Le fluage a été mesuré sur les poutres de dimensions (150×150 × 2800) mm³. Munis de deux plots en cuivre espacés de 15.5 cm en mi-travée de la poutre dans la zone comprimée pour mesurer le fluage à la compression et dans la zone tendu pour mesure le fluage à la traction en utilisant. Les mesures du retrait sont prises à l'aide d'un comparateur digital ayant une précision de 1 µm. En plus de la mesure des déformations, on utilise un thermomètre de laboratoire pour suivre la variation de température durant l'essai (Fig. 2).



Fig.2. Mesure du fluage dur les poutres

3. Analyse théorique de la maturité :

Actuellement, la prise en compte du double effet de la température et du temps sur la cinétique d'hydratation fait appel aux principes de maturité et de temps équivalent [4,5]. La maturité et l'âge équivalent sont des notions complémentaires pour quantifier l'état de l'évolution des bétons en prenant en compte l'effet du couplage « temps – température » [6]. Le principe de maturité consiste à exprimer l'avancement de l'hydratation du ciment et l'évolution des propriétés du matériau, non pas en fonction de l'âge réel mais en fonction de sa maturité. Pour un béton donné, cette maturité dépend de la température de cure à laquelle il a été soumis. Le concept de maturité a été utilisé dès le début des années 50 comme un moyen de prédiction de l'évolution des propriétés du béton et en particulier de sa résistance. Considérant un historique de température constant, la maturité $M(t, T)$ à la température absolue T et à l'instant t , est exprimée par :

$$M(t, T) = K(T) \cdot t = K(t_r) \cdot t_{eq}(T_r) \dots \dots \dots (1)$$

Où $K(T)$ est un terme (en 1/s) proportionnel à la vitesse d'évolution du matériau à un degré d'hydratation donné, à la température absolue T à l'instant t et t_{eq} est l'âge équivalent du matériau, c'est-à-dire le temps nécessaire pour que le matériau conservé à une température dite de référence, T_r , acquiert une maturité équivalente à celle obtenue à l'âge t et à la température T . Dans le cas des matrices cimentaires, le terme $K(T)$ est généralement exprimé à partir de la loi d'Arrhenius [7].

$$K(T) = A \cdot e^{\left(-\frac{E_a}{RT}\right)} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

E_a : énergie d'activation apparente (J/mol).

R : constante de gaz parfaits ($R=8.314$ J/mol. K°).

T : température en degré Kelvin.

A : constante (1/s).

La relation qu'est exprimé le temps équivalent est comme suite :

$$t_{eq} = t \exp \left[-\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r} \right) \right] \dots \dots \dots (3)$$

4. Résultats et Discussion :

4.1. Retrait total :

Le tableau 5 montre l'évolution du retrait total en fonction du temps pendant 180 jours (3, 28, 91 et 180 jours) sous différentes températures de cure. La cinétique et la magnitude du retrait total varient de manière significative avec la température de cure. En général, une température élevée donne un retrait total important et augmente sa vitesse d'évolution. L'influence de la température de cure est plus importante au jeune âge qu'à long terme du à la création de microfissures Les écarts du retrait ne sont pas proportionnels aux écarts de températures. Les résultats montrent que l'augmentation du retrait total des bétons due à l'élévation de la température de cure de 20°C à 35°C est plus grande que celle de 35°C à 50°C (Tableau 5). Cet écart peut être expliqué par le mécanisme d'hydratation et le potentiel des différentes réactions du ciment et leur relation avec la température [8,9].

L'élévation de la température provoque l'accélération de l'hydratation et une distribution non uniforme des CSH, ce qui conduit à une augmentation dans la porosité au jeune âge. Cette élévation de densité des CSH entraîne une modification de la taille des pores capillaires, le nombre de pores de faibles rayons étant plus important pour des températures élevées [10,11].

Tableau 4. présente les valeurs du retrait total à différent âge.

| Bétons étudiés | Retrait total (µm/m) | | | | | | | | | | | |
|------------------------|----------------------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| | 3 J | | | 28 J | | | 91 J | | | 180J | | |
| | 20°C | 35°C | 50°C | 20°C | 35°C | 50°C | 20°C | 35°C | 50°C | 20°C | 35°C | 50°C |
| BO | 16 | 58 | 67 | 185 | 285 | 310 | 290 | 355 | 392 | 325 | 405 | 462 |
| BOFM-0,5 -55 | 9 | 20 | 30 | 165 | 250 | 260 | 230 | 292 | 301 | 280 | 334 | 342 |
| BOFM-1-55 | 5 | 10 | 15 | 127 | 162 | 179 | 162 | 204 | 212 | 185 | 224 | 238 |
| BOFM-0,5 -80 | 10 | 37 | 50 | 175 | 270 | 283 | 242 | 315 | 330 | 295 | 363 | 390 |
| BOFM-1 -80 | 5 | 10 | 20 | 130 | 172 | 193 | 181 | 213 | 228 | 197 | 261 | 270 |
| BHR | 19.5 | 107 | 127 | 217 | 295 | 334 | 309.5 | 385 | 425 | 370 | 440 | 520 |
| BHRFS | 27.5 | 120 | 170 | 225 | 347.5 | 422 | 317.5 | 435 | 502.5 | 397.5 | 522.5 | 595 |
| BHRFSFM-0.5 -55 | -7.5 | 55 | 105 | 217 | 257.5 | 270 | 305 | 340 | 362.5 | 382 | 440 | 465 |
| BHRFSFM-1-55 | -25 | -10 | 50 | 140 | 192.5 | 203 | 197.5 | 232.5 | 247 | 277.5 | 340 | 360 |
| BHRFSFM-0.5-80 | 20 | 65 | 120 | 90 | 197.5 | 225 | 220 | 285 | 300 | 385 | 452.5 | 480 |
| BHRFSFM-1-80 | 10 | 52.5 | 59 | 142 | 206 | 221 | 210 | 265 | 290 | 292 | 347 | 370 |
| BHRFSFP-0.1 | 18 | 37.5 | 90 | 200 | 223 | 237.5 | 260 | 310 | 354 | 350 | 393 | 450 |
| BHRFSFP-0.2 | 5 | 10 | 75 | 110 | 150 | 197 | 240 | 290 | 315 | 320 | 365 | 390 |
| BHRFSFH | -20 | 35 | 62.5 | 170 | 183 | 205 | 241 | 256 | 280 | 271 | 305 | 325 |

4.2. Fluage :

Le tableau 5 présente les valeurs du fluage et des flèches de chaque poutre après chargement

Tableau 5. Les valeurs du fluage et des flèches à différent âge.

| Bétons étudiés | 28 J | | | 90 J | | | 180 J | | |
|-----------------|---|--|-------------|---|--|-------------|---|---------------------------|-------------|
| | Fluage à la Compression (μm) | Fluage à la traction (μm) | Fleche (mm) | Fluage à la Compression (μm) | Fluage à la traction (μm) | Fleche (mm) | Fluage à la Compression (μm) | Fluage à la traction (mm) | Fleche (mm) |
| BO | 70 | -130 | 2.56 | 140 | -182 | 3.81 | 177 | -225 | 3.84 |
| BHR | 45 | -89 | 2.09 | 88 | -120 | 3.62 | 114 | -160 | 3.5 |
| BHRFS | 36 | -41 | 1.64 | 74 | -104 | 2.86 | 99 | -160 | 2.8 |
| BHRFSFM-0.5 -55 | 37 | -42 | 1.12 | 55 | -66 | 1.61 | 83 | -90 | 1.66 |
| BHRFSFM-1-55 | 72 | -100 | 1.71 | 140 | -185 | 2.42 | 170 | -235 | 2.38 |
| BHRFSFM-0.5-80 | 37 | -43 | 1.41 | 64 | -76 | 2.35 | 93 | -112 | 2.3 |
| BHRFSFM-1-80 | 67 | -90 | 1.72 | 132 | -195 | 2.45 | 179 | -255 | 2.56 |

Concernant l'influence des fibres métalliques sur la les déformations différées du BHRFS, nous avons observé que celle-ci ralentissent la vitesse de fluage et diminuent le fluage d'environ 20% à 45% quelque soit l'âge du béton au moment du chargement. En effet, on a mis en valeur le rôle central que jouent les fibres sur la réduction de la déformation de la matrice par leur capacité de reprendre une partie de l'effort appliqué à poutres.

4.3. Les propriétés de durcissement des bétons :

Le tableau 6 présente les caractéristiques de durcissement des bétons, elles sont calculés à partir les résultats expérimentaux de retrait total en appliquant le principe de maturité.

Tableau6 les caractéristiques de durcissement des bétons

| Bétons étudiés | Demi-âge t_{50} (Jours) | | | degré d'hydratation à 180 jours r | | | énergie d'activation E_a (KJ/mol) |
|-----------------|---------------------------|------|------|-------------------------------------|------|------|-------------------------------------|
| | 20°C | 35°C | 50°C | 20°C | 35°C | 50°C | |
| BO | 19.8 | 10.9 | 6.8 | 0.90 | 0.94 | 0.96 | 25.2 |
| BOFM-0,5 -55 | 23.2 | 14.6 | 12.5 | 0.89 | 0.92 | 0.94 | 15.8 |
| BOFM-1-55 | 25.2 | 17.2 | 14.7 | 0.88 | 0.91 | 0.92 | 8.66 |
| BOFM-0,5 -80 | 22.9 | 12.5 | 11.6 | 0.89 | 0.94 | 0.94 | 13.06 |
| BOFM-1 -80 | 23.8 | 16.5 | 13.8 | 0.88 | 0.92 | 0.93 | 11.23 |
| BHR | 19.1 | 11.2 | 7.1 | 0.90 | 0.94 | 0.96 | 25.03 |
| BHRFS | 20.9 | 11.8 | 7.6 | 0.90 | 0.94 | 0.96 | 26.46 |
| BHRFSFM-0.5 -55 | 25.4 | 19.2 | 13.6 | 0.88 | 0.90 | 0.93 | 16.46 |
| BHRFSFM-1-55 | 32.2 | 26.2 | 22.2 | 0.85 | 0.87 | 0.89 | 9.73 |
| BHRFSFM-0.5-80 | 23.2 | 13.3 | 10.8 | 0.89 | 0.93 | 0.94 | 19.79 |
| BHRFSFM-1-80 | 28.4 | 18.6 | 17.6 | 0.86 | 0.91 | 0.91 | 12.26 |
| BHRFSFP-0.1 | 25.4 | 20.1 | 14.6 | 0.88 | 0.90 | 0.92 | 14.62 |
| BHRFSFP-0.2 | 35.9 | 27.6 | 17.2 | 0.83 | 0.87 | 0.91 | 8.30 |
| BHRFSFH | 23.4 | 17.3 | 11.3 | 0.88 | 0.91 | 0.94 | 19.23 |

Pour le durcissement, on considère que l'influence de la température sur l'évolution du retrait total peut être décrite par le principe de maturité, conformément aux travaux de Maruyama [12] et Juarez [13] et que le matériau atteint une valeur retrait total égale à pic pour une même valeur de maturité, quelque soit la température de cure. En effet, si on compare la valeur du degré d'hydratation pour les trois températures pour les bétons, on trouve que le degré d'hydratation augmente avec l'augmentation de température et diminue avec l'augmentation du dosage des fibres. A la température de 50°C, on a obtenu un degré d'hydratation supérieur, dû à la surestimation du programme de calcul.

Pour la détermination de l'énergie d'activation, Lura et al [14] proposent une méthode dite de superposition. Ils déterminent l'énergie d'activation, afin que la différence entre deux évolutions, soumises à deux températures de cure, soit la plus petite possible. Dans notre cas nous avons 3 températures de cure différentes. L'énergie que nous obtenons est une moyenne sur cette plage de température. Concernant l'énergie d'activation obtenue par la méthode de superposition, celle-ci est limitée à deux températures différentes et non à une plage donnée.

5. Conclusion

L'étude expérimentale du béton ordinaire, béton à haute résistance et béton fibré avec différents types de fibres et différents dosages de fibres à différentes températures de cure révèle les conclusions suivantes :

1. L'augmentation du dosage des fibres diminue l'ouvrabilité du béton fibré. Cette perte est importante pour les bétons aux fibres en polypropylènes. L'utilisation des fibres hybrides diminue l'ouvrabilité par rapport aux mono-fibres.
2. L'amélioration des propriétés mécaniques par l'addition des fibres est importante. En effet, les fibres améliorent la liaison dans la zone de transition du béton fibré. Les résultats montrent que les fibres métalliques sont plus efficaces que les fibres en polypropylènes. L'amélioration de la résistance à la traction par flexion est plus considérable par rapport à la résistance à la compression. L'augmentation de l'élançement diminue la résistance à la compression et à la traction par flexion.
3. L'addition des fibres dans le béton à haute résistance et béton ordinaire améliore la stabilité du volume de manière significative. Les réductions de retrait par addition de 1% fibres métalliques sont 25 %, 32% et 42% sous les températures de cure de 20 °C, 35 °C et 50°C respectivement. Et par addition de 0.2% de fibres en polypropylènes, les réductions sont 31 %, 40 % et 46 % sous les températures de cure de 20 °C, 35 °C et 50°C respectivement. Concernant l'hybridation des fibres (0.5%FM et 0.1%FP) réduit la déformation de retrait jusqu'à 30%, 42% et 48%. Les résultats de retrait total montrent que les fibres en polypropylènes sont plus efficaces que les fibres métalliques. L'évolution du retrait total est influencée par les caractéristiques géométriques des fibres métalliques telles que la longueur et l'élançement ; l'élançement diminue la déformation du retrait total.
4. Une expansion locale augmente avec l'augmentation du dosage des fibres métalliques d'élançement 55 et avec la diminution de la température de cure. Aucune expansion n'a été enregistrée à la température de 50°C.
5. Les réductions du retrait total sont proportionnelles à la température de cure, ceci est expliqué par la relation entre les caractéristiques physiques des fibres et la température de cure telle que la flexibilité et la ductilité des fibres et l'adhérence fibre-matrice de ciment.

6. L'élévation de la température de cure augmente la cinétique du retrait total de manière significative. Les résultats montrent que l'apparition de l'effet Crossover dépend du temps de mesure et de l'humidité relative.
7. Concernant la déformation due au fluage, la cinétique des bétons testés est très rapide après la mise en charge, 30% du fluage est enregistré dans la première journée qui suit la mise en charge.
8. La présence des fibres métalliques entraîne une diminution du fluage d'environ 15%, en comparaison d'un béton identique non fibré.
9. la présence des fibres métallique entraîne une diminution de l'énergie d'activation apparente, ce qu'explique que les fibres diminuent le retrait total.

Références

- [1] AITCIN P. C. Béton à haute performance. Edition, Eyrolles, Paris; 2001.
- [2] Zain MFM, Safiuddina Md, Mahmud H. Development of high performance concrete using silica fume at relatively high water/binder ratios. *Cem Concr Res* 2000; 30:1501-5.
- [3] Vejmelkova E, Pavlikova M, Keršner Z, Rovnanikova P, Ondracek M, Sedlmajer M, Cerný R. High performance concrete containing lower slag amount: A complex view of mechanical and durability properties. *Constr Build Mater* 2009;23:2237-45.
- [4] Carino N.J., Lew H.S. The maturity method: from theory to application, .Proceedings of the structures congress and Exposition, May 21-23-2001, Washington, 19 p.
- [5] Fernandez-Jimenez A., Puertas F. Alkali-activated slag cements: kinetic studies. *Cement and Concrete Research*. 1997;27: 359-368.
- [6] Saul A.G.A. Principles underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure. *Magazine of Concrete Research* 1951, Vol.2, n°6, pp.127-140.
- [7] Freiesleben Hansen, P., Pedersen E.J. Maturity computer for controlled curing and hardening of concrete. *Nord. Concrete Research*,1977, pp. 21-25.
- [8] Jiang C, Yang Y, Wang Y, Zahou Y, Ma C. Autogenous shrinkage of high performance concrete containing mineral admixtures under different curing temperatures. *Constr Build Mater* 2014;61:260-9.
- [9] Bjøntegaard Ø, Hammer TA, Sellevold E. On the measurement of free deformation of early age cement paste and concrete. *Cem Concr Compos* 2004; 26:427-35.
- [10] Mounanga P, Baroghel-Bouny V, Loukili A, Khelidj A. Autogenous deformations of cement pastes: Part I. Temperature effects at early age and micro–macro correlations. *Cem Concr Res* 2006 ; 36 :110-22.
- [11] Chu I, Kwon SH, Amin MN, Kim JK. Estimation of temperature effects on autogenous shrinkage of concrete by a new prediction model. *Constr Build Mater* 2012 ;35 :171-82.
- [12] Maruyama I, Teramoto A. Temperature dependence of autogenous shrinkage of silica fume cement pastes with a very low water–binder ratio. *Cem Concr Res* 2013 ;50: 41-50.
- [13] Juarez CA, Fajardo G, Monroy S, Duran-Herrera A, Valdez P, Magniont C. Comparative study between natural and PVA fibers to reduce plastic shrinkage cracking in cement-based composite. *Constr Build Mater* 2015 ;91:164-70.
- [14] Lura P, Breugel K, Maruyam I. Effect of curing temperature and type of cement on early-age shrinkage of high-performance concrete. *Cem Concr Res* 2001 ; 31:1867-72.

EFFET DES ARMATURES LONGITUDINALES SUR LA DUCTILITE LOCALE DES POUTRES EN BHR

Bouزيد Haytham¹, Amar kassoul¹.

¹Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie
haytambouزيد@hotmail.com, amarkassoul@gmail.com

Résumé

L'objectif de cette étude est l'étude de l'effet des armatures longitudinales sur la ductilité locale des poutres en béton à haute résistance selon les recommandations de l'Eurocode 2. Après l'exposé de la méthode d'évaluation de la ductilité locale selon l'Eurocode 2, on réalise une étude paramétrique sur l'influence des rapports d'armatures tendues et comprimées sur la profondeur de l'axe neutre, la relation moment-courbure, par la suite sur le facteur de la ductilité locale.

Mots –Clés : Armatures tendues, Armatures comprimées, Ductilité locale, Poutres en béton à haute résistance.

1. INTRODUCTION

Dans la conception parasismique, le terme ductilité est utilisé pour évaluer la performance des structures, en indiquant la quantité d'énergie sismique qui peut être dissipée par les déformations plastiques. L'utilisation de la notion de ductilité donne la possibilité de réduire les efforts de conception sismiques, et permet de produire des dégâts contrôlés dans la structure même en cas de fortes secousses sismiques. Dans l'analyse non linéaire des structures en béton armé, la ductilité définit la capacité d'une structure de subir une déformation après la fin de sa phase élastique, avec une dégradation significative de sa rigidité. Cette ductilité permet de prédire la capacité de déformation ultime d'une structure, qui constitue la propriété la plus importante pour la conception des structures sous charges exceptionnelles où accidentelles.

L'étude du comportement des structures nécessite la connaissance des critères caractérisant le domaine non linéaire de la structure, et de leurs composantes, à savoir ; les matériaux constitutifs, poutres, poteaux, voiles,etc. Les études de Pam *et al.* (2001a, b), Kwan *et al.* (2002), Arslan et Cihanli (2010) et Lee (2013a, b) ont montré que la ductilité locale des poutres en béton à haute résistance est influencée par plusieurs facteurs à savoir ; la résistance du béton, la limite élastique des aciers et le rapport des armatures longitudinales tendues et comprimées, mais le plus important facteur est le rapport d'armatures tendues.

L'objectif de cette étude est de mettre en évidence l'effet des rapports des armatures longitudinales tendues et comprimées sur la ductilité locale des poutres en béton à haute résistance.

2. FACTEUR DE DUCTILITE EN COURBURE

L'analyse du comportement non linéaire d'une section transversale d'une poutre dissipative sollicitée en flexion simple, nécessite le plus souvent une étude aux états limites Park (1988). La procédure d'évaluation du facteur de ductilité en courbure est adaptée selon les recommandations de l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004). La ductilité locale des éléments structuraux est exprimée par leur facteur μ . Le facteur de ductilité μ est le rapport entre la déformation maximale (φ_u) et la déformation à la fin de la phase élastique (φ_y):

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (1)$$

La figure 1 représente une section transversale d'une poutre en béton armé au état limite de service et ultime.

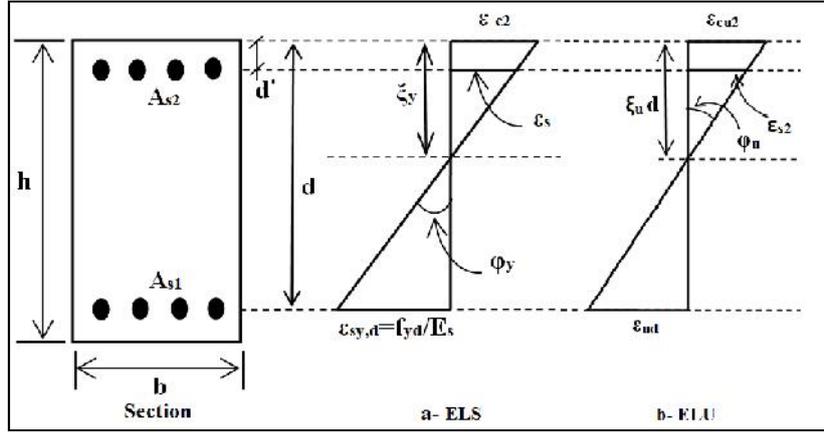


Figure 1 : Comportement d'une section fléchie d'une poutre en béton armé à l'état limite de service et ultime.

D'après la figure 1, la courbure à la fin de la phase élastique est exprimée La courbure à la fin de la phase élastique est exprimée par :

$$\xi_y = \frac{V_{sy,d}}{d(1-\xi_y)} \quad (2)$$

Où ξ_y désigne le facteur de la hauteur de la zone comprimée à l'état élastique, $\varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E_s$ est l'allongement élastique de l'armature sous charge maximale, d la hauteur utile de la section et d' la hauteur de l'enrobage dans la zone comprimée.

Le moment résistant à la fin de la phase élastique M_y est exprimé par :

$$M_y = \frac{1}{2} \xi_y db k_1 f_{ck} \left(d - \frac{1}{3} \xi_y d \right) + d \frac{(\xi_y d - d')}{d(1-\xi_y)} k_3 f_{yk} A'_s (d - d') \quad (3)$$

Où ; b est la largeur de la poutre, f_{ck} est la résistance du béton à la compression, f_{yk} est la limite élastique des aciers, A'_s est la section des armatures comprimées, $k_1 = 0.6$ et $k_3 = 0.8$ et

La courbure ultime est exprimée comme suit :

$$\xi_u = \frac{V_{ud}}{d(1-\xi_u)} \quad (4)$$

Où ξ_u désigne le facteur de la hauteur de la zone comprimée à l'état ultime, ε_{ud} est l'allongement ultime de l'armature sous charge maximale La valeur recommandée pour ξ_{ud} est $0.9 \xi_{uk}$.

Le moment résistant ultime M_u est exprimé par :

$$M_u = \xi_u db y f_{cd} \left(d - \frac{\xi_u d}{2} \right) + \frac{(\xi_u d - d')}{\xi_u d} \nu_{cu} E_s A'_s (d - d') \quad (5)$$

Où ε_{cu2} est la déformation de compression ultime du béton

Avec :

ξ_u est le facteur de la hauteur effective de la zone comprimée. D'après l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004), il s'exprime par:

$$\gamma = \begin{cases} 0.8 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0.8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} & \text{pour } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (6)$$

Et γ est le facteur de la résistance effective du béton. D'après l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004), il s'exprime par :

$$\gamma = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1.0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} & \text{pour } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (7)$$

3.1. INCIDENCE DES ARMATURES TENDUES SANS PRESENCE DES ARMATURES COMPRIMEES

L'une des paramètres qui influe l'analyse du comportement local des poutres en béton armé, est le pourcentage d'armatures tendues. Dans ce cadre, Il est utile de distinguer les sections fortement armées des sections normalement armées, même les sections faiblement armées. Le pourcentage d'armatures tendues sera varié de 0,25 à 4 %, le type des sections étudiées est défini en fonction de ce pourcentage. Le tableau 1 présente les différents types de pourcentages d'armatures tendues utilisées.

Tableau 1. Rapport des armatures longitudinales maximum et minimum des différents types de sections étudiées (faiblement, normalement et sur armée).

| Type de section | Rapport des armatures longitudinales |
|------------------------|--------------------------------------|
| Faiblement armée | 0,25 < 0,5 % |
| Normalement armée | 0,5 < 2 % |
| Fortement ou sur armée | 2 < 4 % |

Le tableau 2 présente les résultats des déformations de béton (ϵ_{c2} , ϵ_{cu}), les facteurs de hauteur de l'axe neutre (γ_y , γ_u), les courbures (χ_y , χ_u) et les moments résistants (M_{y} , M_u) à la fin de la phase élastique et à l'état limite ultime en fonction du pourcentage des armatures tendues (%) dans le cas où les résistances de béton f_{ck} égale 90 MPa. ce tableau montre que le facteur de la hauteur de l'axe neutre à l'état limite élastique γ_y augmente avec l'augmentation du pourcentage des armatures tendues (%). La profondeur de la zone comprimée à l'état élastique ne dépasse jamais la moitié de la hauteur utile d , où la déformation élastique $\epsilon_{c2} = 1,80 \text{ ‰}$ reste inférieure à $\epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}$ correspond à la limite d'une section élastique. À l'état ultime la profondeur de la zone comprimée reste loin d'atteindre 40 % de la hauteur totale d même si le pourcentage augmente jusqu'à 4 %, où la section est fortement armée.

Tableau 2. $f_{ck} = 90 \text{ MPa}$, $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ et $\rho = 0$.

| | c | $\frac{M_y}{d}$ | M_y | $y \cdot 10^{-5}$ | c_u | $\frac{M_u}{d}$ | M_u | $u \cdot 10^{-5}$ | μ |
|------|------|-----------------|--------|-------------------|-------|-----------------|--------|-------------------|-------|
| (%) | (‰) | (KN) | (KN.m) | (1/mm) | (‰) | (KN) | (KN.m) | (1/mm) | |
| 0,25 | 0,06 | 0,03 | 30,69 | 0,57 | 2,60 | 0,02 | 38,43 | 30,38 | 44,73 |
| 0,5 | 0,13 | 0,06 | 60,78 | 0,59 | 2,60 | 0,05 | 76,21 | 15,19 | 25,68 |
| 0,75 | 0,20 | 0,09 | 90,25 | 0,61 | 2,60 | 0,07 | 113,35 | 10,13 | 16,58 |
| 1 | 0,27 | 0,12 | 119,10 | 0,63 | 2,60 | 0,10 | 149,84 | 7,60 | 12,03 |
| 1,5 | 0,43 | 0,18 | 174,98 | 0,68 | 2,60 | 0,14 | 220,88 | 5,06 | 7,48 |
| 2 | 0,62 | 0,24 | 228,41 | 0,73 | 2,60 | 0,19 | 289,34 | 3,80 | 5,21 |
| 2,5 | 0,84 | 0,30 | 279,39 | 0,79 | 2,60 | 0,24 | 355,21 | 3,04 | 3,84 |
| 3 | 1,10 | 0,36 | 327,92 | 0,86 | 2,60 | 0,29 | 418,51 | 2,53 | 2,93 |
| 3,5 | 1,42 | 0,41 | 374,00 | 0,95 | 2,60 | 0,33 | 479,21 | 2,17 | 2,28 |
| 4 | 1,80 | 0,47 | 417,63 | 1,06 | 2,60 | 0,38 | 537,34 | 1,90 | 1,79 |

La figure 2 illustre les diagrammes moment-courbure ($M-\kappa$) en fonction des différents pourcentages des armatures tendues. D'après cette figure, on signale qu'avec :

- Des sections faiblement armées, $\rho = 0,5 \%$: la pente de la phase élastique devient très faible cependant le palier de plasticité devient très étendue ;
- Des sections normalement armées, $0,5 < \rho < 2 \%$: la pente de la phase élastique augmente substantiellement alors que le palier de plasticité rétrécit ;
- Des sections fortement armées, $\rho > 2 \%$: le palier de plasticité devient pratiquement inexistant, par conséquent la poutre devient pratiquement rigide.

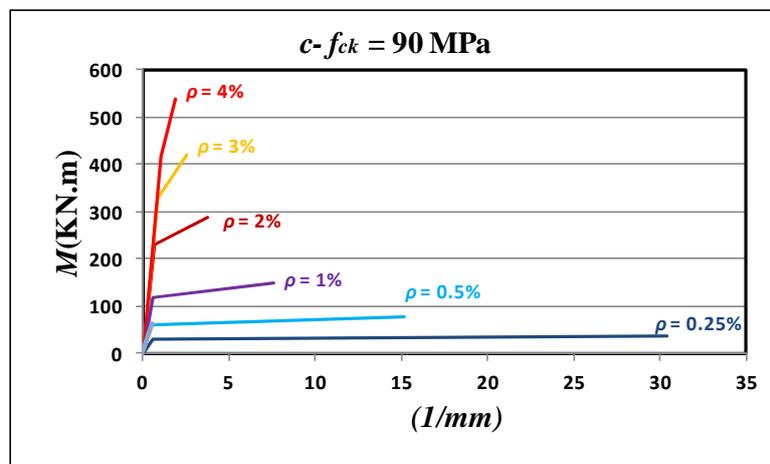


Figure 2. Diagrammes Moment-courbure ($M-\kappa$).

Les résultats illustrés dans le tableau 2 montrent que le facteur de ductilité locale μ diminue inversement proportionnelle avec l'augmentation du pourcentage des armatures tendues. Cette appréciations seront très compréhensibles sur la figure 3, où on peut voir bien que les trois courbes du facteur μ sont bien inversement proportionnelle avec (%), et prend une forme hyperboliques.

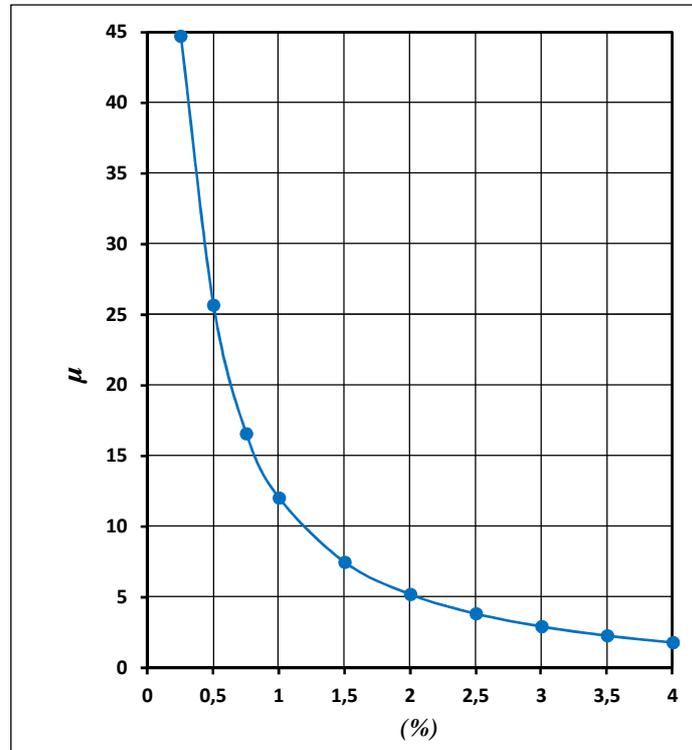


Figure 3. Variation du facteur de ductilité locale en fonction du pourcentage d'armatures tendues pour $f_{yk} = 400$ MPa et $\rho = 0$.

3.2. INCIDENCE DES ARMATURES COMPRIMEES

Dans cette section, la variation de la profondeur de l'axe neutre sera analysée pour les trois cas de ferrailage de la poutre faiblement, normalement et fortement armée en présence de différents rapports d'armatures comprimées. Le tableau 3 présente les résultats de chaque paramètre dans le cas où la résistance du béton f_{ck} égale à 90 MPa.

Les résultats du facteur de la hauteur de l'axe neutre à l'état élastique η_y présentés dans ce tableau montrent que ce facteur augmente quand le rapport d'armatures comprimées augmente pour les sections faiblement armées, par ailleurs, pour les sections normalement et fortement armées ce facteur η_y diminue quand le rapport des armatures comprimées augmente. A l'état limite ultime de résistance, malgré que le facteur de la hauteur de l'axe neutre η_u soit inférieur à celui de l'état élastique, les mêmes remarques sont presque observées.

Tableau 3. $f_{ck} = 90$ MPa et $f_{yk} = 400$ MPa.

| ρ (%) | $\frac{\rho}{\rho}$ | ε_{c2} (‰) | $\xi_y = \frac{M_y}{N d}$ (KN) | M_y (KN.m) | $\varphi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm) | ε_{cu} (‰) | $\xi_u = \frac{M_u}{N d}$ (KN) | M_u (KN.m) | $\varphi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm) | μ |
|---------------|---------------------|---------------------------|-----------------------------------|-----------------|-------------------------------------|---------------------------|-----------------------------------|-----------------|-------------------------------------|-------|
| 0,25 | 0 | 0,061 | 0,0296 | 30,69 | 0,57 | 2,60 | 0,024 | 38,43 | 30,38 | 52,98 |
| | 0,25 | 0,062 | 0,0303 | 30,76 | 0,57 | 2,60 | 0,039 | 40,63 | 18,71 | 32,60 |
| | 0,5 | 0,064 | 0,0309 | 30,82 | 0,56 | 2,60 | 0,046 | 41,65 | 15,66 | 27,28 |
| | 0,75 | 0,065 | 0,0315 | 30,88 | 0,56 | 2,60 | 0,052 | 42,33 | 14,04 | 24,44 |
| | 1 | 0,066 | 0,0321 | 30,93 | 0,56 | 2,60 | 0,056 | 42,84 | 13,00 | 22,60 |
| 1 | 0 | 0,269 | 0,1185 | 119,10 | 0,63 | 2,60 | 0,095 | 149,84 | 7,60 | 12,03 |
| | 0,25 | 0,268 | 0,1183 | 119,10 | 0,61 | 2,60 | 0,099 | 150,14 | 7,27 | 11,53 |
| | 0,5 | 0,268 | 0,1182 | 119,09 | 0,59 | 2,60 | 0,102 | 150,31 | 7,10 | 11,25 |
| | 0,75 | 0,268 | 0,1180 | 119,08 | 0,57 | 2,60 | 0,104 | 150,43 | 6,98 | 11,07 |
| | 1 | 0,267 | 0,1179 | 119,08 | 0,56 | 2,60 | 0,105 | 150,51 | 6,90 | 10,94 |
| 2 | 0 | 0,621 | 0,2370 | 228,41 | 0,73 | 2,60 | 0,190 | 289,34 | 3,80 | 5,21 |
| | 0,25 | 0,591 | 0,2282 | 228,80 | 0,68 | 2,60 | 0,170 | 289,78 | 4,26 | 5,91 |
| | 0,5 | 0,566 | 0,2207 | 229,09 | 0,63 | 2,60 | 0,156 | 289,80 | 4,63 | 6,49 |
| | 0,75 | 0,545 | 0,2141 | 229,30 | 0,59 | 2,60 | 0,147 | 289,71 | 4,91 | 6,94 |
| | 1 | 0,527 | 0,2084 | 229,47 | 0,56 | 2,60 | 0,141 | 289,59 | 5,13 | 7,29 |
| 4 | 0 | 1,803 | 0,4741 | 417,63 | 1,06 | 2,60 | 0,3810 | 537,34 | 1,90 | 1,79 |
| | 0,25 | 1,409 | 0,4134 | 429,24 | 0,86 | 2,60 | 0,3033 | 553,34 | 2,39 | 2,51 |
| | 0,5 | 1,199 | 0,3748 | 435,28 | 0,73 | 2,60 | 0,2467 | 560,66 | 2,93 | 3,29 |
| | 0,75 | 1,062 | 0,3468 | 439,02 | 0,63 | 2,60 | 0,2097 | 563,48 | 3,45 | 4,05 |
| | 1 | 0,963 | 0,3251 | 441,54 | 0,56 | 2,60 | 0,1862 | 564,45 | 3,89 | 4,71 |

La figure 4 caractérise l'effet du rapport d'armatures comprimées sur les diagrammes moment-courbure ($M-\varphi$). D'après cette figure, on constate que :

- L'effet de ρ devient négligeable sur la pente de la phase élastique, sauf pour les sections fortement armées (Figure 4.d).
- Concernant le palier de plasticité, l'augmentation de ρ devient néfaste sur la courbure ultime φ_u pour les sections faiblement armées, malgré que le moment de résistance ultime M_u augmente. Par ailleurs, pour les sections normalement et fortement armées, l'augmentation de ρ devient très hostile sur la courbure ultime φ_u et le moment de résistance ultime M_u .

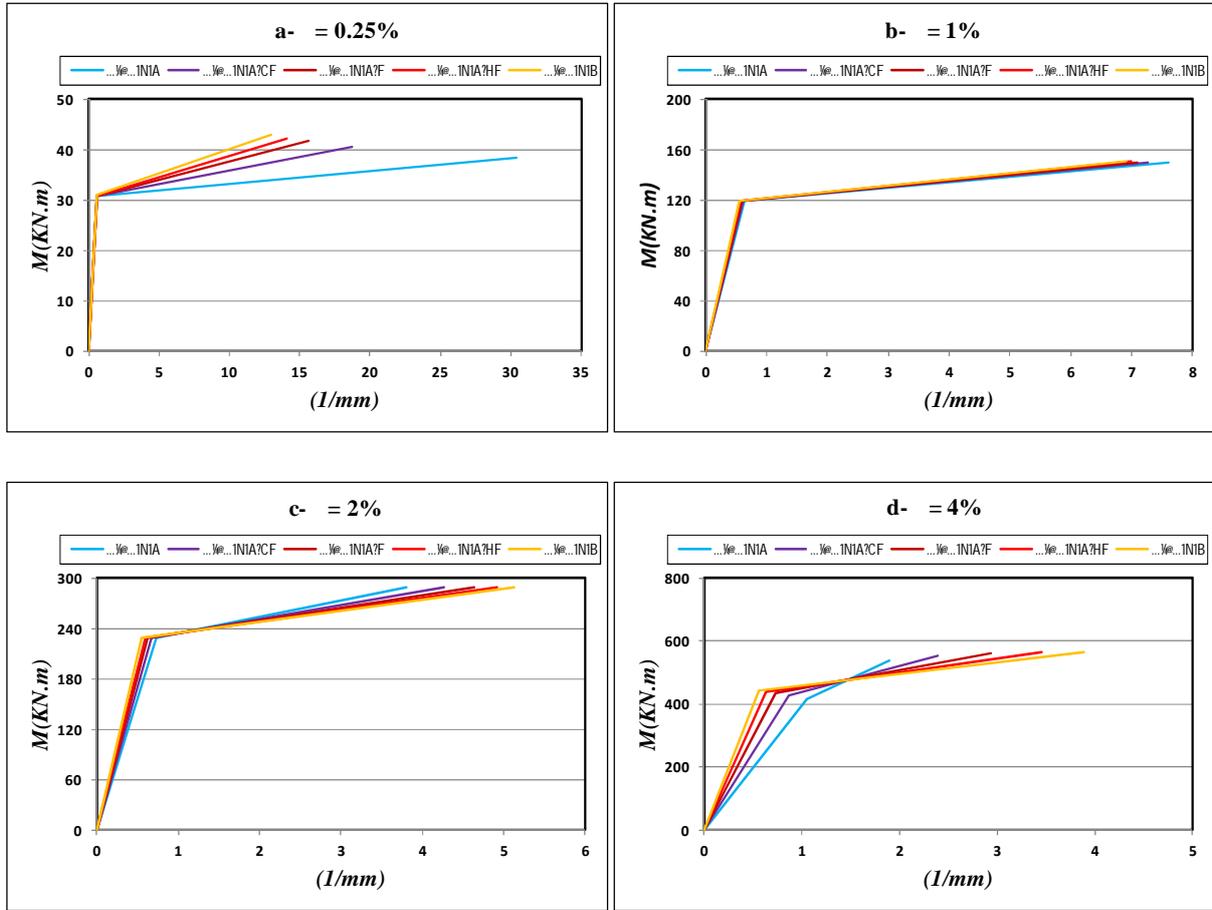


Figure 4. Diagrammes Moment-courbure (M-) pour $f_{ck} = 90$ MPa.

Les résultats du facteur de la ductilité locale sont représentés dans la figure 5 en fonction de l'accroissement du rapport d'armatures tendues. D'après cette figure on peut observer trois types de variations:

- Pour $\rho < 1,25$ %, on constate que le facteur de la ductilité locale μ diminue avec l'augmentation du rapport ρ .
- Pour $\rho = 1,25$ %, l'effet des armatures comprimées est négligeable, tous les courbes coïncident entre eux quelque soit la valeur du rapport ρ .
- Pour $\rho > 1,25$ %, on constate que l'effet des armatures comprimées devient très avantageux, et le facteur de la ductilité locale μ augmente avec l'augmentation du rapport ρ .

En générale, on peut dire que le rapport d'armatures comprimées a un effet positif sur le facteur de la ductilité locale, sauf que dans le cas ou la poutre est faiblement armée.

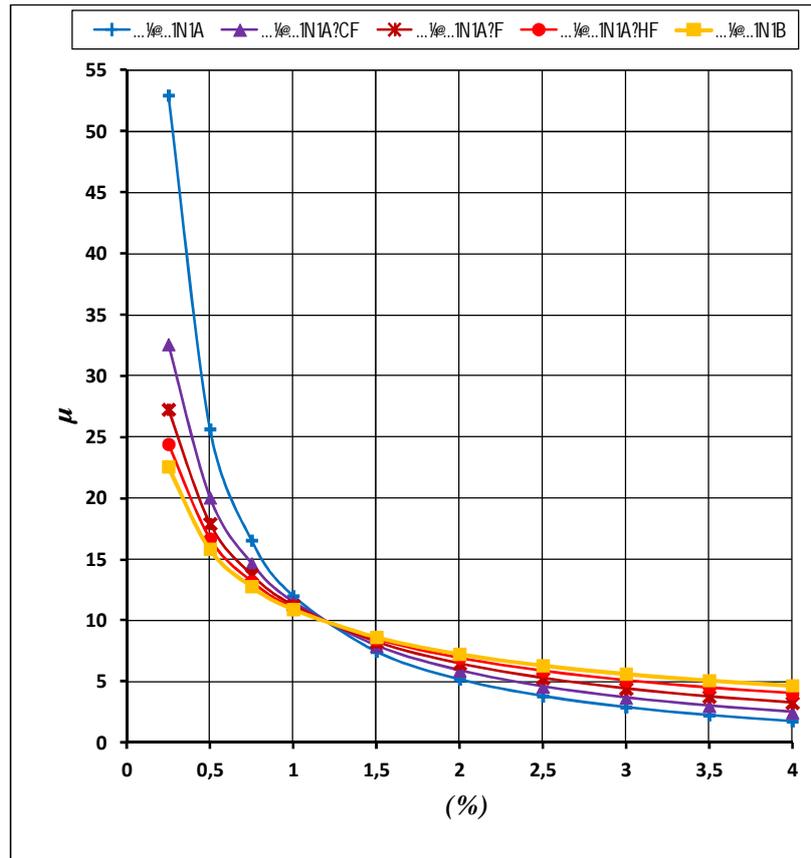


Figure 5. Effet du rapport des armatures comprimées sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 90$ MPa et $f_{yk} = 400$ MPa.

4. CONCLUSION

La présente étude a traité principalement l'incidence des rapports d'armatures tendues et comprimées sur la ductilité locale dans les poutres en béton à haute résistance (BHP) selon les recommandations de l'Eurocode 2. De ce qui précède nous pouvons noter que :

- Le rapport d'armatures tendues augmente la profondeur de l'axe neutre et la pente de la phase élastique, mais il réduit le palier de la phase plastique, par conséquent, il diminue le facteur de la ductilité locale. Alors, le rapport d'armatures tendues a un effet négatif sur la ductilité locale des poutres en béton à haute résistance.
- Contrairement au rapport d'armatures tendues le rapport d'armatures comprimées améliore la ductilité locale dans les poutres normalement et fortement armées.

Bibliographie

- [1] Pam, H.J., Kwan, A.K.H. and Islam, M.S. (2001a), "Flexural strength and ductility of reinforced normal-and high-strength concrete beams", *Proceedings of the ICE Struc. Buil*, **146**(4), 381-389.
- [2] Pam, H.J., Kwan, A.K.H., and Ho, J.C.M. (2001b), "Post-Peak behavior and flexural ductility of doubly reinforced high- strength concrete beams", *Struc Eng. Mech*, **12**(5), 459-474.
- [3] Kwan, A.K.H., Ho, J.C.M. and Pam, H.J. (2002), " Flexural strength and ductility of reinforced concrete beams", *Proceedings of The ICE Advances In Struc. Buil*, **152**(4), 361-369.
- [4] Arslan, G. and Ercan, C. (2010), "Curvature ductility prediction of reinforced high strength concrete beam sections", *J. of Civil Eng. Manag*, **16**(4), 462-470.

- [5] Lee, H.J. (2013a), "Predictions of curvature ductility factor of reinforced concrete beam sections used high strength concrete and steel", *J. of the Korean Soc of Civil Eng*, **33**(2), 483-493.
- [6] Lee, H.J. (2013b), "Evaluation on moment-curvature relations and curvature ductility factor of reinforced concrete beams with high strength materials", *J. of the Korea Conc Inst*, **25**(3), 283-294.
- [7] Park, R. and Ruitong, D. (1988), "Ductility of doubly reinforced beam sections", *ACI Struc J*, Title No 85-S24.
- [8] EN 1992-1-1 (2004), Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Eurocode 2, Brussels.

Evaluation de la résistance de réserve des ossatures métalliques

YAHMI¹, BRANCI²

¹ LABORATOIRE DE SCIENCES DES MATERIAUX ET ENVIRONNEMENT, UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI DE CHLEF, ALGERIE,

(yahmi_djamel@hotmail.fr)

² DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL, UNIVERSITE HASSIBA BENBOUALI, CHLEF, ALGERIE,

(brancit@yahoo.fr)

Résumé

Les conséquences des séismes passés sur les ossatures de bâtiments ont montré que certaines constructions ont bien résisté à des forces sismiques plus importantes que celles pour lesquelles elles ont été calculées. Ceci est dû souvent à une résistance de réserve interne qui n'a pas été initialement prise en compte dans les calculs de dimensionnement et à une capacité dissipative de l'ossature à travers des déformations inélastiques (ductilité). L'objet de cette étude est d'évaluer les facteurs de résistance de réserve, de ductilité et de comportement pour un groupe d'ossatures métalliques avec et sans palées de contreventement en forme de X de 3, 6, 9 et 12 étages et à 3 et 6 travées dimensionnés conformément au règlement Européen (EC3 et EC8) dans lesquels les effets du facteur de capacité poteau/poutre (pour les ossatures en portiques) et de l'élançement relatif des diagonales de contreventement (pour les ossatures à barres centrées de forme en X) sont pris en compte. Pour cela, une analyse statique non-linéaire en poussée progressive a été menée en utilisant le logiciel SAP2000.

Mots- Clefs : *ossature en charpente métallique, facteur de comportement, ductilité, résistance de réserve, séisme.*

1. INTRODUCTION

Les observations réalisées à la suite de plusieurs séismes ont montré que les ossatures de bâtiments sont capables de résister sans dommages à des forces sismiques plus importantes que celles pour lesquelles elles ont été conçues. Ceci est expliqué par la présence d'une résistance de réserve significative dans ces ossatures qui n'a pas été prise en compte lors de la conception [1]. Actuellement, les codes parasismiques tiennent compte effectivement de cette résistance de réserve à travers le facteur de comportement (q , pour l'Eurocode 8 [2] et R pour d'autres codes [3]). Ce coefficient a l'avantage de tenir compte de la réserve de ductilité disponible dans l'ossature et sert à réduire ainsi les forces sismiques élastiques maximales de dimensionnement.

Compte tenu de l'importance du facteur q dans le comportement dynamique des ossatures, plusieurs recherches scientifiques ont été entreprises dans ce domaine afin d'évaluer le rôle de ce facteur vis-à-vis de la ductilité et de la résistance de réserve et d'étudier les origines de cette résistance de réserve et son effet sur le comportement non linéaire des ossatures de bâtiments. Balendra et al. [4] ont évalué le facteur de comportement des ossatures métalliques et ont montré que les ossatures en portiques possèdent une résistance de réserve significative. Mahmoudi et al. [5] ont démontré que pour des ossatures en charpente métallique, le facteur de comportement dépend de la résistance de réserve des éléments structuraux. Mondal et al. [6] ont de leur côté montré que pour des ossatures en béton armé avec plusieurs étages, la valeur du facteur de comportement des ossatures analysées, déduite à partir du code parasismique indien, est supérieure aux valeurs calculées. Louazi et al. [7] ont montré que, pour des ossatures en béton armé, la valeur du facteur de comportement diminue avec l'augmentation de la hauteur de l'ossature.

L'objectif de la présente étude est d'évaluer le facteur de comportement d'une série d'ossatures métalliques avec et sans palées de contreventement en forme de X dimensionnés conformément au règlement Européen (EC3 [8] et EC8) dans lesquels les effets, en considérant notamment l'effet du nombre d'étages et de travées, du facteur de capacité poteau/poutre (pour les ossatures en portiques) et de l'élançement relatif des diagonales de contreventement (pour les ossatures à barres centrées de forme en X). Ainsi, une analyse push-over sous charges horizontales triangulaires est menée en utilisant le logiciel SAP2000 [9]. Elle est basée sur les lois du comportement en moment-rotation des sections d'éléments structuraux du code Américain FEMA-356 (Figure 1) [10]. L'effet de l'effort axial sur les résistances en flexion des sections de poteaux est pris en compte à travers la courbe d'interaction N-M du SAP2000.

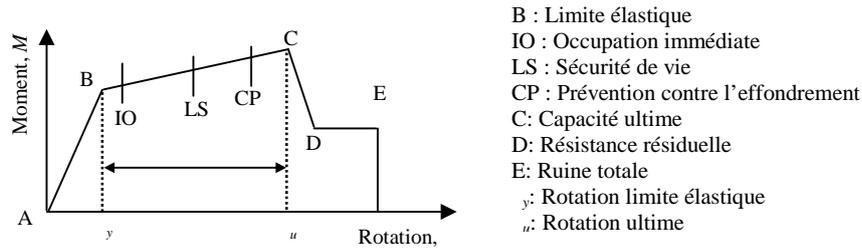


Figure 1. Loi Moment-Rotation non linéaire idéalisée utilisée pour les poutres et poteaux [10].

2. FACTEUR DE COMPORTEMENT

Le facteur de comportement, proposé pour la première fois par l'ATC en 1978 [11], a fait l'objet de plusieurs recherches. Ce facteur dépend de plusieurs paramètres tels que la ductilité « R_μ », la résistance de réserve due à la conception « R », la période fondamentale et la résistance de réserve due à la redistribution des efforts internes (redondance) « R ». La formulation la plus utilisée actuellement de ce facteur est exprimée comme étant le produit de trois facteurs [12] :

$$q = R_\mu R_\Omega R_{...} \quad [1]$$

L'évolution récente de certains codes parasismiques tels que l'EC8 et le CNBC [13] a pris en compte ces paramètres.

2.1 Facteur de résistance de réserve global

D'après les travaux de recherche de certains auteurs [1] [7], le facteur de résistance de réserve global (R_S) est la combinaison du facteur de résistance de réserve de conception (R) et celui de redondance (R) :

$$R_S = R_\Omega R_{...} = \frac{V_y V_u}{V_d V_y} \quad [2]$$

Où V_d , V_y , V_u , désignent respectivement l'effort tranchant de conception à la base, la limite élastique (ou l'apparition d'une première rotule plastique dans la structure) et la limite ultime de la structure (Figure 2).

2.1 Facteur de ductilité

Le facteur de ductilité R_μ peut être défini comme étant le paramètre qui mesure la réponse non linéaire globale d'une ossature et sa capacité dissipative due aux déformations inélastique. Plusieurs propositions ont été faites pour déterminer le facteur R_μ . Par exemple, dans la méthode N2 proposée par Fajfar [14], le facteur de ductilité est donné par les équations [3] et [4].

$$R_\mu = (1 - \mu) \frac{T}{T_c} + 1 \text{ si } T < T_c \quad [3]$$

$$R_\mu = \mu \text{ si } T \geq T_c \quad [4]$$

T est la période fondamentale de la structure, T_c est la période caractéristique du mouvement sismique et μ le facteur de ductilité de l'ossature (figure 2) défini comme suit :

$$\sim = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad [5]$$

Où u_y (obtenu via la courbe de comportement idéalisée) sont le déplacement maximal et celui correspondant à la limite élastique de la structure respectivement.

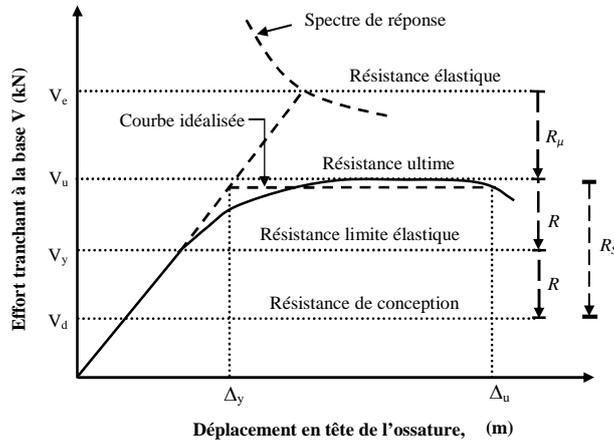


Figure 2. Courbe effort tranchant à la base-Déplacement en tête de l’ossature.

3. DESCRIPTION ET CHOIX DES OSSATURES ETUDIEES

Un groupe d’ossatures métalliques avec et sans palées de contreventement en forme de X de 3, 6, 9 et 12 étages avec 3 et 6 travées d’une hauteur de 3m pour chaque étage sont modélisés pour évaluer l’impact de différents paramètres sur le facteur de comportement. Les ossatures considérées dans cette étude sont dimensionnés selon les prescriptions de l’EC3 et l’EC8 avec une accélération maximale de sol égale à 0,35g et de classe B. L’acier a une limite d’élasticité égale à 235MPa avec une loi élasto-plastique. La charge gravitaire est de 27,5kN/m (charge permanente + exploitation), tandis que les charges latérales supposées représentent l’action sismique sont déduites à partir de la méthode statique équivalente de l’EC8.

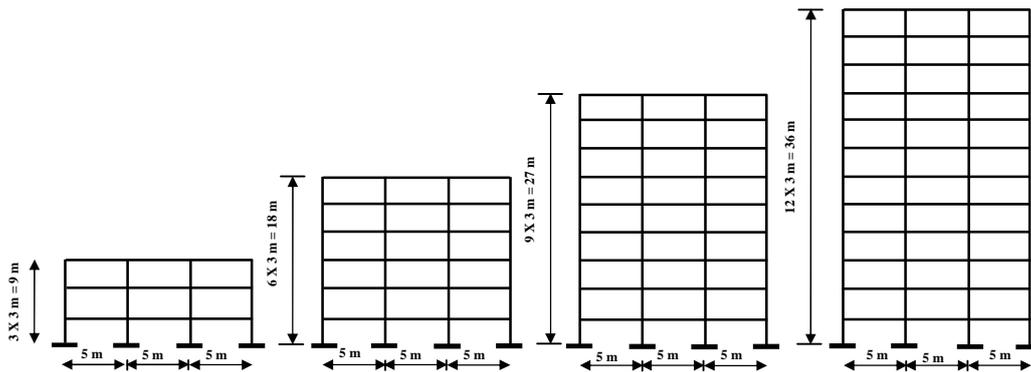


Figure 3. Vues en élévation des ossatures en portiques.

Tableau 1 Caractéristiques propres des ossatures en portiques [15].

| N_e | N_t | a_i | Poteaux : (HEB) & Poutres : (IPE) | | |
|-------|-------|-------|---|---|---|
| 3 | 1 | 1.3 | 240-330(1-3) | Note : Dans le tableau on lit comme exemple 240-330(1-3) = HEB240-IPE330 (de 1 ^{er} au 3 ^{eme} étage). Idem pour toutes les autres structures. | |
| | 3 | 2 | 1.6 | | 260-330(1-3) |
| | | 3 | 1.9 | | 280-330(1-3) |
| | 6 | 1 | 1.3 | | 240-330(1-3) |
| | | 2 | 1.6 | | 260-330(1-3) |
| | | | 1.9 | | 280-330(1-3) |
| 6 | 1 | 1.6 | 280-360(1-4) + 260-330(5-6) | N_e : nombre d'étage N_t : nombre de travée | |
| | 3 | 1.97 | 300-360(1-4) + 280-330(5-6) | | |
| | | 2.27 | 320-360(1-4) + 300-330(5-6) | | |
| | 6 | 1 | 1.6 | | 280-360(1-4) + 260-330(5-6) |
| | | 2 | 1.97 | | 300-360(1-4) + 280-330(5-6) |
| | | | 2.27 | | 320-360(1-4) + 300-330(5-6) |
| 9 | 1 | 2.19 | 340-360(1) + 340-400(2-5) + 320-360(6-7) + 300-330(8-9) | | |
| | 3 | 2.43 | 360-360(1) + 360-400(2-5) + 340-360(6-7) + 320-330(8-9) | | |
| | | 2.93 | 400-360(1) + 400-400(2-5) + 360-360(6-7) + 340-330(8-9) | | |
| | 6 | 1 | 2.19 | | 340-360(1) + 340-400(2-5) + 320-360(6-7) + 300-330(8-9) |
| | | 2 | 2.43 | | 360-360(1) + 360-400(2-5) + 340-360(6-7) + 320-330(8-9) |
| | | | 2.93 | | 400-360(1) + 400-400(2-5) + 360-360(6-7) + 340-330(8-9) |
| 12 | 1 | 2.6 | 400-360(1) + 400-400(2-3) + 400-450(4-5) + 360-400(6-7) 340-400(8-9) + 340-360(10) + 340-330(11-12) | | |
| | 3 | 3 | 450-360(1) + 450-400(2-3) + 450-450(4-5) + 400-450(6-7) 360-400(8-9) + 360-360(10) + 360-330(11-12) | | |
| | | 3.63 | 500-360(1) + 500-400(2-3) + 500-450(4-5) + 450-450(6-7) 400-400(8-9) + 400-360(10-11) + 400-330(12) | | |
| | 6 | 1 | 2.6 | | 400-360(1) + 400-400(2-3) + 400-450(4-5) + 360-400(6-7) 340-400(8-9) + 340-360(10) + 340-330(11-12) |
| | | 2 | 3 | | 450-360(1) + 450-400(2-3) + 450-450(4-5) + 400-450(6-7) 360-400(8-9) + 360-360(10) + 360-330(11-12) |
| | | | 3.63 | | 500-360(1) + 500-400(2-3) + 500-450(4-5) + 450-450(6-7) 400-400(8-9) + 400-360(10-11) + 400-330(12) |

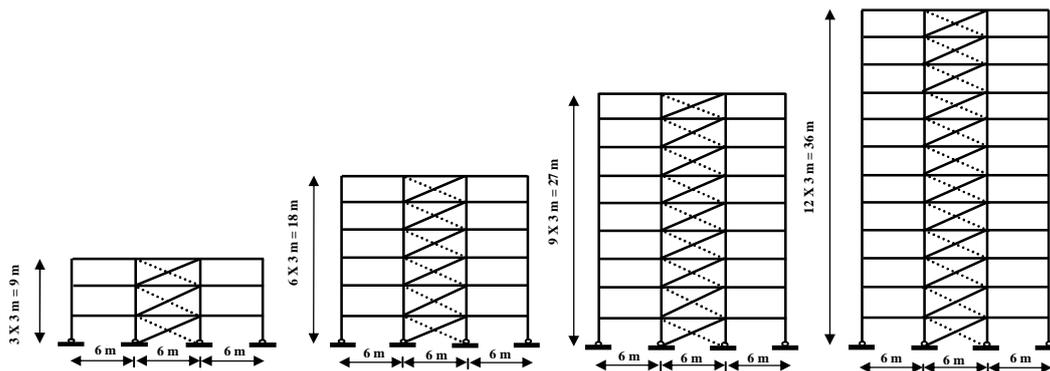


Figure 4. Vues en élévation des ossatures avec palées de contreventement en forme de X.

Tableau 2. Caractéristiques propres des ossatures palées de contreventement en forme de X [15].

| N_e | i | r | Poteaux (HEB) | Diagonales (Tube) |
|-------|-----|------|-----------------------------------|--|
| 1.93 | 1 | 0.04 | 220 (1-3) | 127X4 (1) + 108X3.6 (2) + 101.6X3.6 (3) |
| | 2 | 0.10 | 280 (1-3) | 127X4 (1) + 108X3.6 (2) + 101.6X3.6 (3) |
| | 3 | 0.19 | 340 (1-3) | 127X4 (1) + 108X3.6 (2) + 101.6X3.6 (3) |
| 3 | 1 | 0.04 | 240 (1-3) | 152.4X4 (1) + 133X4 (2) + 127X4 (3) |
| | 2 | 0.10 | 300 (1-3) | 152.4X4 (1) + 133X4 (2) + 127X4 (3) |
| | 3 | 0.17 | 360 (1-3) | 152.4X4 (1) + 133X4 (2) + 127X4 (3) |
| 1.30 | 1 | 0.05 | 260 (1-3) | 193.7X4.5 (1) + 159X4 (2) + 139.7X4 (3) |
| | 2 | 0.10 | 320 (1-3) | 193.7X4.5 (1) + 159X4 (2) + 139.7X4 (3) |
| | 3 | 0.18 | 400 (1-3) | 193.7X4.5 (1) + 159X4 (2) + 139.7X4 (3) |
| 1.93 | 1 | 0.04 | 240 (1-2) + 220 (3-4) + 200 (5-6) | 127X4 (1-3) + 108X3.6 (4) + 101.6X3.6 (5) + 82.5X3.2 (6) |
| | 2 | 0.10 | 300 (1-2) + 280 (3-4) + 260 (5-6) | 127X4 (1-3) + 108X3.6 (4) + 101.6X3.6 (5) + 82.5X3.2 (6) |
| | 3 | 0.19 | 360 (1-2) + 340 (3-4) + 320 (5-6) | 127X4 (1-3) + 108X3.6 (4) + 101.6X3.6 (5) + 82.5X3.2 (6) |
| 6 | 1 | 0.04 | 260 (1-2) + 240 (3-4) + 220 (5-6) | 152.4X4 (1-2) + 139.7X4 (3) + 133X4 (4) + 127X4(5) + 101.6X3.6 (6) |
| | 2 | 0.10 | 320 (1-2) + 300 (3-4) + 280 (5-6) | 152.4X4 (1-2) + 139.7X4 (3) + 133X4 (4) + 127X4(5) + 101.6X3.6 (6) |
| | 3 | 0.17 | 400 (1-2) + 360 (3-4) + 340 (5-6) | 152.4X4 (1-2) + 139.7X4 (3) + 133X4 (4) + 127X4(5) + 101.6X3.6 (6) |
| 1.30 | 1 | 0.05 | 280 (1-2) + 260 (3-4) + 240 (5-6) | 193.7X4.5 (1-2) + 168.3X4 (3) + 159X4 (4) + 139.7X4(5) + 127X4 (6) |
| | 2 | 0.10 | 340 (1-2) + 320 (3-4) + 300 (5-6) | 193.7X4.5 (1-2) + 168.3X4 (3) + 159X4 (4) + 139.7X4(5) + 127X4 (6) |
| | 3 | 0.18 | 450 (1-2) + 400 (3-4) + 360 (5-6) | 193.7X4.5 (1-2) + 168.3X4 (3) + 159X4 (4) + 139.7X4(5) + 127X4 (6) |
| 1.93 | 1 | 0.06 | 260 (1-3) + 240 (4-6) + 220 (7-9) | 127X4 (1-4) + 108X3.6 (5-6) + 101.6X3.6 (7) + 88.9X3.2 (8) + 76.1X3.2 (9) |
| | 2 | 0.10 | 300 (1-3) + 280 (4-6) + 260 (7-9) | 127X4 (1-4) + 108X3.6 (5-6) + 101.6X3.6 (7) + 88.9X3.2 (8) + 76.1X3.2 (9) |
| | 3 | 0.19 | 360 (1-3) + 340 (4-6) + 320 (7-9) | 127X4 (1-4) + 108X3.6 (5-6) + 101.6X3.6 (7) + 88.9X3.2 (8) + 76.1X3.2 (9) |
| 9 | 1 | 0.06 | 280 (1-3) + 260 (4-6) + 240 (7-9) | 152.4X4 (1-3) + 139.7X4 (4) + 133X4 (5) + 127X4 (6-7) + 108X3.6 (8) + 88.9X3.2 (9) |
| | 2 | 0.10 | 320 (1-3) + 300 (4-6) + 280 (7-9) | 152.4X4 (1-3) + 139.7X4 (4) + 133X4 (5) + 127X4 (6-7) + 108X3.6 (8) + 88.9X3.2 (9) |
| | 3 | 0.17 | 400 (1-3) + 360 (4-6) + 340 (7-9) | 152.4X4 (1-3) + 139.7X4 (4) + 133X4 (5) + 127X4 (6-7) + 108X3.6 (8) + 88.9X3.2 (9) |
| 1.30 | 1 | 0.08 | 320 (1-3) + 300 (4-6) + 280 (7-9) | 193.7X4.5 (1-4) + 159X4 (5) + 152.4X4 (6) + 139.7X4 (7) + 127X4 (8) + 108X3.6 (9) |
| | 2 | 0.14 | 400 (1-3) + 360 (4-6) + 340 (7-9) | 193.7X4.5 (1-4) + 159X4 (5) + 152.4X4 (6) + 139.7X4 (7) + 127X4 (8) + 108X3.6 (9) |
| | 3 | 0.18 | 450 (1-3) + 400 (4-6) + 360 (7-9) | 193.7X4.5 (1-4) + 159X4 (5) + 152.4X4 (6) + 139.7X4 (7) + 127X4 (8) + 108X3.6 (9) |

4. TRAVAUX REALISES

4.1. Recherche bibliographique

Une synthèse bibliographique concernant les études qui traitent le comportement non linéaire des ossatures métalliques et en béton armé par une analyse statique non linéaire où la méthode push-over, ainsi que le problème possède l'évaluation de la résistance de réserve des ossatures métalliques. Dans cette synthèse bibliographique on a choisi de présenter les études les plus importantes, et qui ont un lien direct avec le thème de notre thèse.

4.2. Modélisation et application de la méthode Push-over

Développement des courbes de capacité des ossatures considérées en utilisant la méthode Push-over sur la base du logiciel software Sap2000/V14 afin d'analyser leurs comportement non linéaire et d'évaluer leurs (facteurs de résistance de réserve, de ductilité et celui de comportement).

Dans un premier temps, la courbe push-over (figure 5) a été développée et validée par une comparaison avec les résultats numériques dans la littérature.

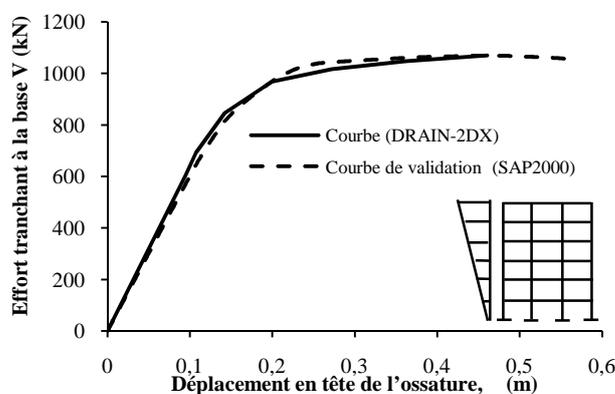


Figure 5. Validation de la courbe push-over.

Dans un deuxième temps, les courbes push-over des ossatures considérées dans cette étude (ossatures métalliques avec et sans palées de contreventement en forme de X de 3, 6, 9 et 12 étages et à 3 et 6 travées) ont été développées en considérant notamment l'effet :

- 1- Nombre d'étages et de travées ;
- 2- Chargement latéral ;
- 3- Facteur de capacité poteau/poutre (ossatures en portiques) ;
- 4- Elancement relatif (ossatures à barres centrées de forme en X).

A titre d'exemple, les courbes push-over des ossatures de 3 étages et à 3 travées sous un chargement latéral triangulaire sont représentées par la figure 6. Cette figure montre l'effet du facteur de capacité poteau/poutre (ossatures en portiques) et l'élancement relatif des diagonales de contreventement (ossatures à barres centrées de forme en X) sur la capacité portante de chaque ossature.

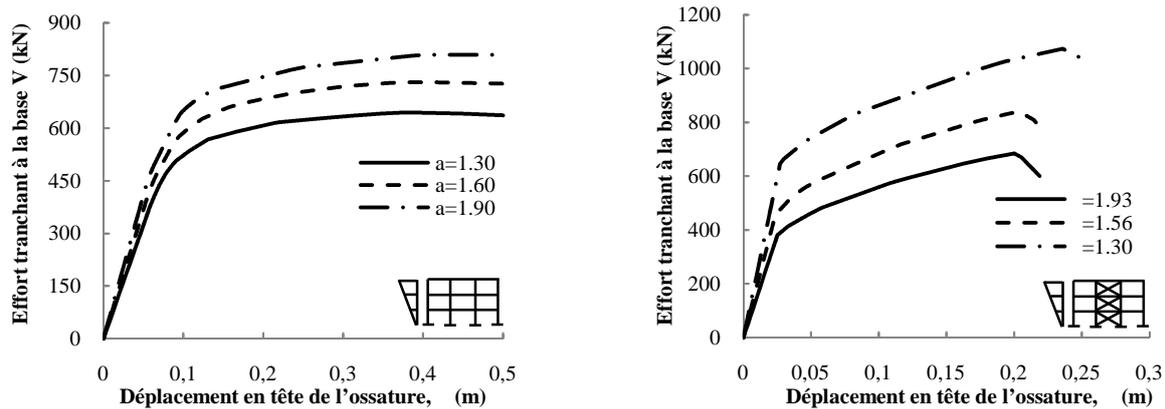


Fig.6 Courbes de capacité des ossatures analysées de 3 étages à 3 travées.

4.3. Evaluation du facteur de comportement (résistance de réserve et ductilité)

A la suite des analyses effectuées plusieurs comparaisons sont établies entre les valeurs du facteur de résistance de réserve, de ductilité et celui de comportement obtenues vis-à-vis de la même structure et les autres structures. Les paramètres de comparaison sont divers entre autres le nombre d'étages, le nombre de travées, le facteur de capacité poteau/poutre (pour les ossatures en portiques) et de l'élanement relatif des diagonale de contreventement (pour les ossatures à barres centrées de forme en X).

4.4. Participation aux conférences nationales et internationales

- Participation au 7ème Symposium sur la Construction en Zone Sismique (SYCZS'2015) à l'université de CHLEF. La communication intitulé 'EVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT DES OSSATURES METALLIQUES EN PORTIQUES'
- Participation à la 1ère Conférence Internationale de Construction Métallique et Mixte CICOMM'2015. Tlemcen. La communication intitulé 'EVALUATION DU FACTEUR DE RESISTANCE DE RESERVE DES OSSATURES METALLIQUES EN PORTIQUES'
- Participation au 13Th ARAB STRUCTURAL ENGINEERING CONFERENCE. La communication intitulé 'Effet de l'effort axial sur le facteur de comportement d'ossatures métalliques'

4.5. Préparation d'une communication internationale

- Rédaction d'une communication intitulée 'Evaluation de l'effet du nombre d'étages et de travées sur le facteur de comportement d'ossatures métalliques' acceptée pour les 34ème Rencontres de l'AUGC (Université de Liège, Belgique), 25 au 27 mai 2016.

4.6. Initiation au logiciel d'éléments finis CAST3M

Initiation au logiciel d'éléments finis CAST3M pour effectuer des analyses numériques non-linéaires (comportement réel) des assemblages métalliques du type base poteau-fondation des structure considérées dans cette étude.

- Création de maillages, définition de la géométrie de l'assemblage,
- Définition du modèle et caractéristiques du matériau de l'assemblage,
- Conditions aux limites pour une analyse non-linéaire,
- Analyse plastique de l'assemblage (procédure de calcul non-linéaire pas à pas).

5. CONCLUSION

Cette étude a porté essentiellement sur l'évaluation du facteur de comportement des ossatures métalliques de bâtiments avec et sans palées de contreventement (en X) dimensionnées selon les prescriptions du code Européen (EC3 et EC8). Les résultats obtenus lors de cette étude montrent que le nombre d'étages, le nombre de travées, le facteur de capacité (ossatures en portiques) et de l'élançement relatif des diagonales de contreventement (ossatures à barres centrées de forme en X) ont une influence non négligeable sur le facteur de comportement. Les résultats principaux de ces investigations sont résumés dans les points suivants :

- Le nombre d'étages a un effet capital sur la valeur du facteur de résistance de réserve R_S , de ductilité R_{μ} et par conséquent de celui du comportement q .
- Lorsque le nombre d'étages augmente, l'effort axial appliqué au poteau du premier niveau des ossatures en portiques augmente. Ceci mène à la réduction de la capacité résistante et la capacité de rotation de la section soumise à M-N. Ainsi, les valeurs du facteur de résistance de réserve et du facteur de ductilité diminuent, ce qui influence par conséquent celui du facteur de comportement.
- Lorsque le nombre d'étages augmente, l'effort axial appliqué aux diagonales de contreventement du premier niveau pour les ossatures à barres centrées de forme en X augmente. Ceci mène à la l'effondrement des diagonales de contreventement. Ainsi, les valeurs du facteur de résistance de réserve et du facteur de ductilité diminuent, ce qui influence par conséquent celui du facteur de comportement. Le nombre de travées a un effet relativement modeste sur le facteur de comportement.

Il est observé également d'après ces résultats que le facteur de comportement prend des valeurs différentes contrairement au Code Européen EC-8, qui spécifie une seule valeur pour chaque type de contreventement.

6. BIBLIOGRAPHIE

- [1] Rahgozar M. A., Humar J. L. (1998), Accounting for overstrength in seismic design of steel structures, Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 25, p. 1-15.
- [2] EN 1998-1. Eurocode 8. (2004), Design of structures for earthquake resistance, Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, CEN.
- [3] Algerian seismic design code. (2003), National Center of Applied Research in Earthquake Engineering Algeria, Version.
- [4] Balendra T., Huang X. (2003), Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950, Journal of Structural Engineering, ASCE; vol. 129, p. 1019–1035.
- [5] Mahmoudi M., Zaree M. (2013), Determination the Response Modification Factors of Buckling Restrained Braced Frames, Procedia Engineering, vol. 54, p 222 – 231.
- [6] Mondal A., Ghosh S. (2013), Performance-based evaluation of the response reduction factor for ductile RC frames, Engineering Structures, vol. 56, p 1808–1819.
- [7] Louzai A., Abed A. (2014), Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on comparative analysis between non-linear static pushover and incremental dynamic analyses, Bulletin of Earthquake Engineering, vol. 13, p 1773–179.
- [8] EN 1993-1. Eurocode 3. (2005), Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, CEN.
- [9] SAP2000. (2010), Linear and nonlinear static and dynamic analysis of three-dimensional structures. Advanced Version 14.0, Analysis Ref. Manual, Computer and Structures, Berkeley, CA.
- [10] Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building, FEMA-356. (2000), Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [11] ATC3-06. (1978), Tentative provisions for the development of seismic regulations for building. Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- [12] ATC-63. (2008), Quantification of building seismic performance factors., Applied Technology Council, Redwood City, CA, pp. 6-31.
- [13] CNBC. (2005), Code National du Bâtiment – Canada., Canada. Conseil National de Recherches du Canada – Institut de recherche en construction, Ottawa, Ontario, Canada.
- [14] Fajfar P. (2002), Structural Analysis in Earthquake Engineering A Breakthrough of Simplified Nonlinear Methods, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 843.
- [15] Vallianatou G. S. K. Y., Beskos D. E. (2012), Seismic damage estimation of in-plane regular steel moment resisting and x-braced frames, Bull Earthquake Eng, vol. 10, p 1745–1766.

ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE D'UN SOL GRANULAIRE TRAITE OU RENFORCE

Sidali DENINE ^{1*}, Noureddine DELLA ¹, Mustapha BELKHATIR ¹

¹Laboratoire de Sciences des Matériaux et Environnement, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie
(s.denine@univ-chlef.dz)

Résumé

Ce travail présente une étude expérimentale qui a pour but d'étudier l'influence du renforcement sur le comportement des sols granulaires, l'article regroupe la partie bibliographiée et les travaux qui ont été réalisés sur ce projet de recherche, les résultats obtenus montrent d'une part que le renforcement a un effet significatif sur l'amélioration du comportement des sols, cependant certains paramètres ont des effets sur le comportement ont été analysés.

Mots –Clés : *Comportement mécanique, comportement hydraulique, géotextile, cohésion, sables.*

1. INTRODUCTION

De nombreux dégâts ont été remarqués à travers le monde sont liés directement à des ruptures des sols par liquéfaction d'origine sismique, Comme l'a montré les séismes du 1980 et 1954 à Chlef, certaines zones de la région ont connus une apparition de ce problème, et dans les conséquences sont les plus sérieuses. Du fait de l'existence des sols qui sont susceptibles de se liquéfier, la thématique que l'on souhaite d'étudier rentre principalement dans la problématique de ce dernier, on s'intéresse d'une part aux conditions responsables à la liquéfaction et d'autre part et surtout aux solutions que l'on pourrait proposer pour minimiser l'effet de ce risque à travers l'amélioration du sol. Dans ce sens, plusieurs recherches sont actuellement au cours dans le cadre de la prévention des risques sismiques, la technique du renforcement est l'une des solutions qui confère un comportement favorable à l'égard de sécurité, les géotextiles par ses fonctions permet d'assurer une bonne condition de drainage et améliore les caractéristiques mécaniques des sols.

Des chercheurs ont montré que la saturation et la nature du sol sont des paramètres assez importantes pour la liquéfaction des sols, la liquéfaction se produit dans les zones à côté de la nappe phréatique, d'où la faible perméabilité (k) affecte le sol à se comporter d'une manière non drainée, par l'élévation de la pression de l'eau et l'annulation des contraintes inter-granulaires et par conséquent une rupture du sol est occasionnée. Dans ce travail on va étudier le renforcement d'un sol à risque. Le renforcement par les géotextiles est la technique proposée en analysant l'influence de certains paramètres sur le comportement du sol renforcé.

2. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Dans ce chapitre, On regroupe une analyse des travaux sur le comportement des sols granulaires instables avec une synthèse de différentes techniques d'amélioration des sols :

2.1. Comportement des sols granulaires

2.1.1. Comportement des sols non renforcés à la liquéfaction

2.1.1.1. Phénomène de la liquéfaction

- *Définition*

La liquéfaction est le processus de transformation de l'état solide ou gazeux d'un corps à l'état liquide. Dans un milieu sableux fins saturé et à drainage faible (faible perméabilité), ce changement d'état conduit à une disparition totale de contacts entre les grains, en mécanique la disparition de ces forces est engendrée par l'annulation de la contrainte effective, tout en considérant l'augmentation de la pression interstitielle. Cette dernière est plus prononcée dans les sols contractants par la diminution du volume, outre la liquéfaction nécessite les conditions suivantes :

- Un sol pulvérulent et fin avec un faible coefficient de perméabilité.
- Un sol contractant (sable lâche).
- Un sol saturé (présence d'une nappe phréatique).
- Un chargement monotone rapide (remblais à construction rapide) ou un chargement cyclique rapide (séisme).

- *Exemples des dégâts liés à la liquéfaction*

Plusieurs dégâts ont été remarqués sont liés directement à la liquéfaction des sols lors d'un séisme ou sous autre chargement dynamique on cite les exemples ;

- Chine (1920) -Séisme.
- Alaska (1964) - Séisme.
- Turquie, le passage d'un train fait disparaître le pont de San Stéfano dans la vase.
- En Suisse, un battage de pieux amorce une coulée boueuse qui emporte une partie de la ville de Zug.

2.1.1.2. Comportement des sols sableux

- *Comportement sous chargement monotone*

Lors d'un essai triaxial en compression monotone deux type de condition sont effectuées, le cisaillement drainé et non drainé respectivement, le comportement drainé est caractérisé par une variation du volume sous une surpression interstitielle nulle ($\delta u=0$), et le comportement non drainé par une variation de la pression avec un volume constant ($\epsilon v=0$), ces comportements dépendent principalement de la densité du sable, la figure (1) établies Canou et al. en 2000 montrent les résultats typiques de l'effet de la densité sur le comportement dilatant et contractant du sol, En termes de déformations volumiques, le sable lâche est uniquement contractant, alors que le sable dense devient très rapidement dilatant, après une phase initiale de contractance. En non drainé le sable lâche présente une génération de la pression interstitielle parfois jusqu'à la liquéfaction, avec un taux de génération de la surpression toujours positif et stabilisation progressive, alors que le sable dense présente tout d'abord une phase

Etude Expérimentale Du Comportement Hydromécanique D'un Sol Granulaire Traite Ou Renforce

contractance à taux positif suivie d'une phase dilatante, à taux négatif, le point à taux nul correspondant à la transition entre contractance et dilatance.

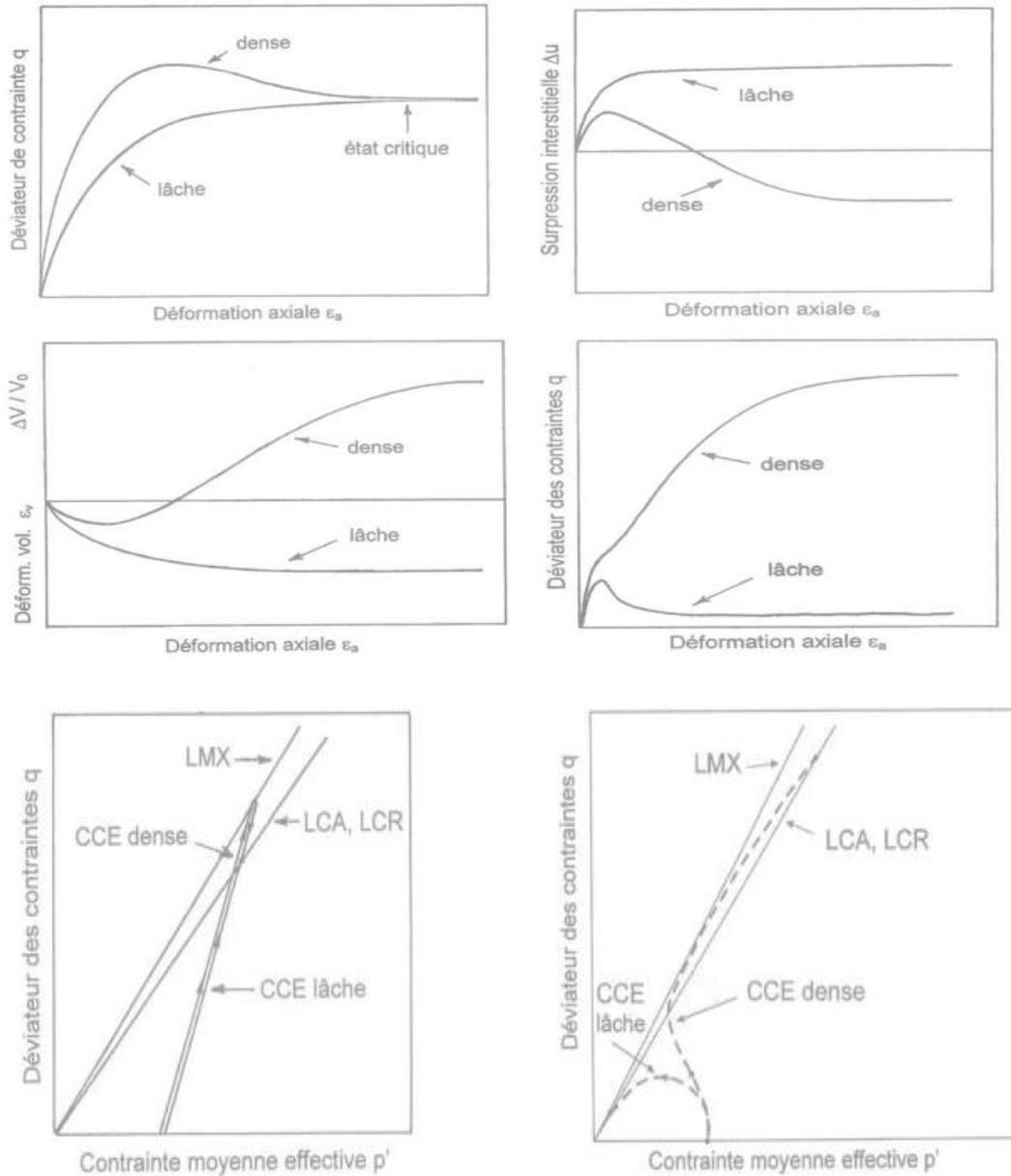


Figure 1. Comportements typiques à l'appareil triaxial sous chargement monotone
 a)- Condition drainée; b)- Condition non-drainée (Canou et al.2000) (schématiquement)

- *Comportement sous chargement cyclique*

De la même façon que pour les essais à chargement monotone, le comportement à chargement cyclique est caractérisé par deux types de conditions drainée et non-drainée, en brièvement le comportement drainé cyclique présente les deux caractéristiques, l'accommodation qui est la phase ou la contrainte déviatoire se situe dans le domaine subcaractéristique (Lc) et le rochet, Ce type de comportement caractérise par que la contrainte déviatoire se situe dans le domaine surcaractéristique (Lr). Pour le comportement non drainé, le phénomène de la mobilité cyclique est un cas particulier dans le phénomène de liquéfaction qui s'applique lors du chargement cyclique de sols ayant un comportement dilatant. La figure 2 présente les résultats typiques du comportement cyclique.

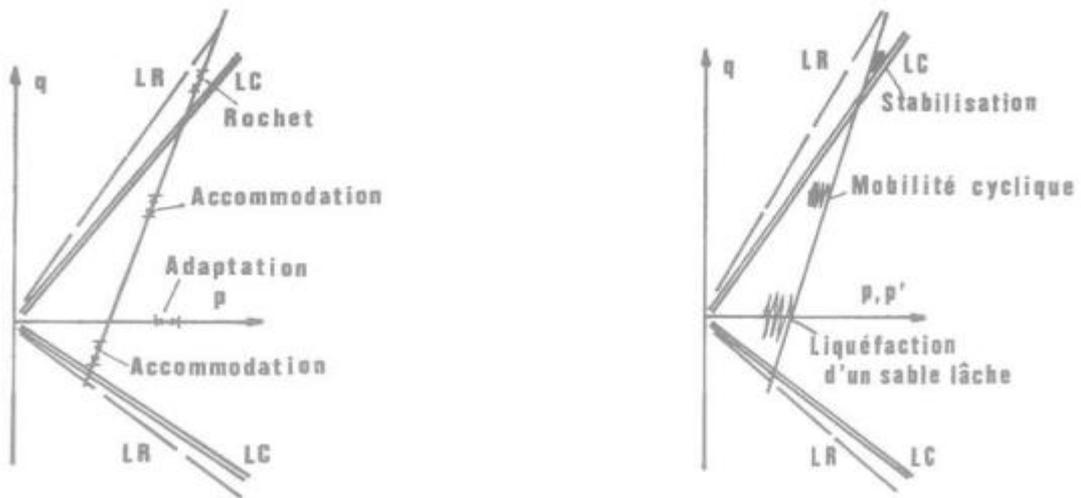


Figure 2. Comportements typiques à l'appareil triaxial sous chargement cyclique
a)- Condition drainée ; b)- Condition non-drainée (Luong 1980)

2.1.2. Comportement des sols renforcés à la liquéfaction

2.1.2.1. Méthode d'amélioration des sols

Les techniques d'amélioration des sols sont nombreux, telles techniques consistent à modifier les caractéristiques des sols dans le but d'augmenter la résistance au cisaillement et de diminuer les risques engendré en cas des phénomènes naturels tels que le séisme, les techniques sont classées comme des méthodes physique, mécanique, thermiques et chimiques, l'ensemble des technique sont présenté a la figure 3.

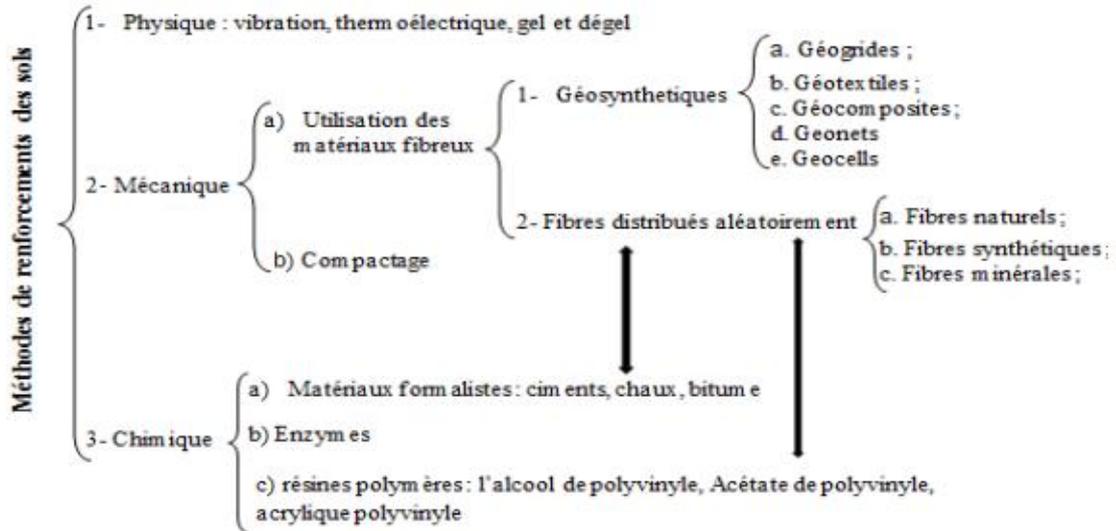


Figure 3. Différentes méthodes d'amélioration des sols

2.1.2.1. Synthèse des travaux sur le comportement du sable renforcé

De nombreuses études ont été réalisées sur des sols renforcés pour étudier l'effet du renforcement sur la résistance du sol. Plusieurs formes du renforcement (fibres, nappes, rigide etc) ont été utilisées, les différents résultats triaxiaux et à la boîte de cisaillement ont montrés que les renforcements ont tendance à améliorer le comportement du sol granulaire, parmi ces études portant sur cet effet sont les études de Gray et Ohashi (1983), Al Refeai (1991), Ranjan et al. (1994), et Yetimoglu Salbas (2003), Consoli et al. (2009), Ibraim et al. (2010), Liu et al. (2011), et Hamidi et Hooresfand (2013).

Outre, Des travaux ont été effectués pour analyser les paramètres affectant le comportement du sol renforcé, tels que le type et la forme du matériau de renforcement, l'arrangement, le nombre des nappes du renforcement, et la taille des grains (McGown et al, 1978; Chandrasekaran et al., 1989; Kothari et Das, 1992; Athanasopoulos, 1993; Haeri et al, 2000; Latha et Murthy, 2007; Moghaddas Tafreshi et Asakereh, 2007; Sadoglu et al, 2009; Subaida et al, 2009; Khoury et al, 2010; Tuna et Altun 2012; Vieira et Lopes, 2013; Naeini et al, 2013; Naeini et al, 2014).

Latha et Murthy (2007) ont observés pour ses essais de compression non drainé que l'amélioration de la résistance est significativement affectée par la forme du renforcement. Ils ont constaté que la forme de géocellules est plus efficace que la forme en nappes. En outre, Venkatappa Rao et al. (2005) ont effectués des essais triaxiaux monotones drainés pour étudier l'effet de forme du renforcement avec des fibres de coco dans les deux formes aléatoires et de la nappe. Ils ont observés que le sable renforcé en mélange présente une augmentation plus importante de la résistance que le renforcement par nappes.

En outre Naeini et al., (2013) ont réalisés un nombre d'essais de cisaillement direct pour étudier l'effet de la fraction des fines sur le comportement du sable limoneux renforcé par les géogrilles. Ils ont constatés que le renforcement devient moins important avec l'ajout des fines. Aussi Naeini et al., (2014) par un appareil de triaxial cyclique ont étudiés le comportement cyclique du sable renforcé par les géotextiles sous l'effet de la fraction des

finies, le nombre des nappes du renforcement et l'arrangement des nappes, les résultats de ses travaux ont montrés que l'efficacité du renforcement comme améliorant avec l'influence significative de l'arrangement du géotextile sur le comportement du sol renforcé.

3. PROGRAMME EXPERIMENTAL ET ESSAIS REALISES

Notre travail vise à étudier l'effet du renforcement par les géotextiles sur le comportement des sols granulaires, la partie expérimentale regroupe des essais en laboratoire à la boîte de cisaillement, dispositif de perméabilité et par appareil du triaxial, le principe c'est de mettre des inclusions par nappes des géotextiles sur des éprouvettes du sable tout dépend l'emplacement et le nombre du nappes, on présente dans cette partie les travaux réalisés ainsi que la partie des essais envisagée:

- ***Comportement mécanique :***

• ***Essai à la boîte de cisaillement:***

Une série d'essais à la boîte de cisaillement a été réalisée sur des échantillons du sable non renforcé et renforcé par les géotextiles, on a analysé l'effet de certains paramètres (nombre des nappes du géotextile, type et l'arrangement des nappes du géotextile, densité relative, la teneur en eau.

• ***Essai à l'appareil triaxial:***

A- Comportement non drainé :

Une série d'essais monotone non drainée a été réalisée sur des échantillons du sable non renforcé et renforcé par les géotextiles, on a analysé l'effet de certains paramètres (nombre des nappes du géotextile, type et l'arrangement des nappes du géotextile, densité relative).

B- Comportement drainé :

Une série d'essais monotone drainée a été réalisée sur des échantillons du sable non renforcé et renforcé par les géotextiles, on a analysé l'effet de certains paramètres (nombre des nappes du géotextile).

- ***Comportement hydraulique :***

Une série de mesure de la perméabilité à l'appareil triaxiale a été effectuée, Autre série sur un dispositif à charge constante a été réalisée dans l'effet de certains paramètres (déformation axiale, nombre des nappes, arrangement des géotextiles).

4. PROGRAMME EXPERIMENTAL ENVISAGE

Dans la poursuite de ce travail, on s'intéresse à la continuation des essais monotones, tout faisant partie d'une série cyclique si c'est possible.

5. Conclusion

L'objectif de ce projet de recherche est d'étudier le comportement du sol granulaire renforcé. L'étude réalisée, basée sur une approche expérimentale, concerne principalement l'influence de certains paramètres, considérés prépondérants, sur l'effet du renforcement dans l'amélioration du caractéristique du sol. Cette étude est réalisée sur des éprouvettes de sable reconstituées à des caractéristiques donnée. Des essais à la boîte de cisaillement, permeametre et l'appareil triaxial ont été effectués.

Les principaux résultats peuvent être résumés comme suit : L'étude de l'amélioration du sol par les géotextiles a montré une efficacité avec l'augmentation du nombre des nappes. L'étude expérimentale a montré que cette amélioration est directement liée à la densité du matériau et du nombre de nappes de renfort, les résultats d'essais montrent aussi que le sable dense renforcé possède une bonne résistance par rapport au sable lâche renforcé. Aussi la contrainte de confinement a montré un effet significatif sur le comportement des sols renforce, Cependant les résultats drainés montrent une contractance considérable avec l'emplacement des nappes du géotextile. L'étude de l'effet de type du renforcement montre que l'effet du type a une légère influence sur le comportement du sable. En ce qui concerne l'étude sur les résultats, on va les présenter lors de la journée, de ce fait l'analyse des résultats montre globalement une bonne compatibilité et cohérence.

Dans la suite de ce travail, on s'intéresse à la continuation du programme expérimental et la rédaction d'une publication.

Bibliographie

- [1] Al Refeai, T.O. (1991), Behavior of granular soils reinforced with discrete randomly oriented inclusions. Geotext. Geomemb. 10 319-333.
- [2] Athanasopoulos, G.A. (1993), Effect of particle size on the mechanical behavior of sand-geotextile composites. Geotext. Geomemb. 12 255-273.
- [3] Canou, J., Benahmed N., Dupla J.C. and DE Gennaro V. (2000), ' Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables'. revue française de géotechnique, N° 98 1^{er} trimestre2002
- [4] Chandrasekaran B., Broms B.B. and Wang K.S. (1989), Strength of fabric reinforced sand under axisymmetric loading. Geotextile Geomemb. 8 293-310.
- [5] Consoli, N.C., Vendruscolo M.A., Fonini A. and Dalla Rosa F. (2009), Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range. Geotext. Geomemb. 27 (3) 196-203.
- [6] Gray, D.H., Ohashi H. (1983), Mechanics of fiber reinforcement in sand. Journal of Geotech. Eng. 109(3) 335-353.

- [7] Haeri S.M., Noorzad R. and Oskoorouchi A.M. (2000), Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sand. *Geotextile. Geomemb.* 18 385-402.
- [8] Hamidi, A., Hooresfand M. (2013), Effect of fiber reinforcement on triaxial shear behavior of cement treated sand. *Geotex. Geomemb.* 36 1-9.
- [9] Ibraim, E., Diambra A., Muir Wood D. and Russell A.R. (2010), Static liquefaction of fiber reinforced sand under monotonic loading. *Geotext. Geomemb.* 28 374-385.
- [10] Khoury, C., Miller G., and Hatami K. (2010), Shear strength of unsaturated soil-geotextile interfaces. *Proc. GeoFlorida* 307-316.
- [11] Kothari V.K., Das A. (1992), Compressional behaviour of nonwoven geotextiles. *Geotext. Geomemb.* 11 (3) 235-253.
- [12] Luong, M.P. (1980), Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Revue française de géotechnique*, no 10, 1980, p. 39-53.
- [13] Latha, M.G., Murthy V.S. (2007), Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand. *Geotext. Geomemb.* 25 23-32.
- [14] Liu, J., Wang G., Kamai T., Zhang F., Yang J. and Shi B. (2011), Static liquefaction behavior of saturated fiber-reinforced sand in undrained ring-shear tests. *Geotext. Geomemb.* 29 462-471.
- [15] McGown A., Andrawes K.Z. and Al-Hasani M.M. (1978), Effect of inclusion properties on the behavior of sand. *Geotechnique* 28 (3) 327-347.
- [16] Moghaddas Tafreshi, S.N. and Asakereh A. (2007), Strength evaluation of wet reinforced silty sand by triaxial test. *Iranian Journal of Civil Engineering.* 5 (4) 274-283.
- [17] Naeini, S.A., Khalaj M. and Izadi E. (2013), Interfacial shear strength of silty sand-geogrid composite. *ICE Proceedings Geotechnical Engineering, Volume 166 Issue GE1.*
- [18] Naeini, S.A., Gholampoor N. (2014), Cyclic behavior of dry silty sand reinforced with a geotextile. *Geotext. Geomemb.* 42 611-619.
- [19] Ranjan, G., Vasan R.M. and Charan H.D. (1994), Behavior of plastic fiber-reinforced sand. *Geotext. Geomemb.* 13 (8) 555-565.
- [20] Sadoglu, E., Cure E., Moroglu B. and Uzuner B.A. (2009), Ultimate loads for eccentrically loaded model shallow strip footings on geotextile-reinforced sand. *Geotext. Geomemb.* 27 (3) 176-182.
- [21] Subaida, E.A., Chandrakaran S. and Sankar N. (2009), Laboratory performance of unpaved roads reinforced with woven coir geotextiles. *Geotext. Geomemb.* 27 (3) 204-210.
- [22] Tuna, S.C., Altun S. (2012), Mechanical behaviour of sand-geotextile interface. *Geotext. Geomemb.* 19 (4) 1044-1051.
- [23] Vieira, C.S., Lopes M.L. (2013), Soil-geosynthetic interface shear strength by simple and direct shear tests. In: *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris*, pp. 3497-3500.
- [24] Venkatappa Rao, G., Dutta R.K. and Ujwala D. (2005), Strength Characteristics of Sand Reinforced with Coir Fibres and Coir Geotextiles. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering, USA 10/G* <http://www.ejge.com>.
- [25] Yetimoglu, T., Salbas O., (2003), A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers. *Geotext. Geomembr.* 21 103-110.

EFFET COMBINÉ DU NOMBRE DE NAPPES ET TYPES DE FIBRE DE VERRE SUR LES CARACTÉRISTIQUES DE RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DU SABLE DE CHLEF

Leyla BOUARICHA¹, Ahmed DJAFAR HENNI¹

¹Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie
bouaricha-leyla@outlook.com

Résumé

Le renforcement par fibre peut contribuer à améliorer la résistance du sol, de stabiliser les couches de sol près de la surface, et d'atténuer le risque de liquéfaction du sol. La présente étude met en relief, l'investigation d'une série des essais réalisés au cisaillement direct sur un composite (Sable + Fibres de verre) en vue de caractériser l'influence de type de fibre en nombre de couches inclus en 0, 1 et 2 couches, en densité relative variable $D_r = 25\%$, 50% et 85% et en contraintes normale progressives: 100, 200 et 300 kPa afin de définir les paramètres de résistance au cisaillement (c et ϕ). L'analyse des résultats obtenus au laboratoire montrent que le renforcement par fibre de verre augmente substantiellement la résistance au cisaillement à densité relative élevée. En outre, il a été observé que le renforcement en fibres augmente la résistance de cisaillement maximale, la cohésion et l'angle de frottement interne. Cependant, la résistance au cisaillement et les caractéristiques mécaniques des échantillons sont affectées par le nombre de nappe de fibre et le type de fibre.

Mots –Clés : *Fibres de verre - Essai de cisaillement direct- Stabilisation des sols- Angle de frottement-Cohésion.*

1. INTRODUCTION

Le problème de la liquéfaction statique des sables saturés est aujourd'hui un sujet classique de la mécanique des sols. Ce phénomène, connu comme une perte de la résistance des sols, peut avoir des conséquences néfastes suite aux ruptures coûteuses en termes de vies humaines et de dégâts matériels. Malgré le nombre croissant d'études expérimentales et théoriques dans ce domaine, les connaissances restent souvent incomplètes. La liquéfaction des sables peut entraîner des glissements de terrain, subsidence des fondations, des dommages aux structures de la terre, le mouvement latéral des structures reposant sur le sol, et la perturbation des services. Il est donc important de tenir compte du potentiel de liquéfaction enregistré dans des barrages, des digues, des pentes, des matériaux de fondation et des remplissages imposés [1].

Actuellement, les méthodes les plus couramment adoptées pour empêcher la liquéfaction sont la densification, le drainage et le renforcement des sols [2]. Cependant, la densification des dépôts profonds et le drainage sont souvent inefficaces et nécessite des équipements de terrain approprié, ce qui a permis aux différents chercheurs de se pencher vers les méthodes de renforcement apparut récemment [3].

Le terme « sol renforcé » fait référence à un sol qui est renforcée par un matériau capable de résister à des contraintes de traction dans le sol par frottement et adhérence [4]. Donc la fonction octroyée aux renforts dans la matrice du sol est d'augmenter la résistance et de réduire la déformation [5].

Les études expérimentales antérieures portant sur les sols renforcés par fibres ont montré une augmentation significative de la cohésion et de l'angle de frottement [6-11], une amélioration de la conductivité hydraulique [12]; une augmentation de la résistance au cisaillement maximale ce qui rend le comportement des sols plus ductile [3, 13, 14] et donc une atténuation plus efficace des risques sur le phénomène de liquéfaction [2, 13]. La plupart des études antérieures ont mis l'accent sur les caractéristiques de résistance et de déformation du sol

renforcé par des fibres. Le comportement de liquéfaction des sols renforcés a reçu une attention toute particulière et récente afin d'évaluer l'utilité d'un renfort fibreux mettant en avant une nouvelle façon de prévenir le phénomène de liquéfaction des sols.

L'efficacité d'un renfort est influencée par les propriétés de la fibre, y compris le type, la fraction de volume, la longueur, l'allongement, le module d'élasticité et l'orientation, ainsi que les caractéristiques du sol, y compris la taille des particules, la forme et la gradation, ainsi que le niveau de contrainte et la densité des particules solides.

L'objectif principal de cette étude consiste plus particulièrement à une recherche combinée de l'effet de deux paramètres essentiels : le type de renfort et le nombre de nappes de renfort sur la résistance mécanique des mélanges composites (sable-fibre). Un deuxième objectif visé étant la détermination pour un mélange de sol composite fixé, y'a-t-il un optimum de nappes caractérisant la résistance intrinsèque du sol testé.

2. PROGRAMME EXPERIMENTAL

2.1. Propriétés des matériaux utilisés

Le programme expérimental est composé essentiellement d'une partie sur la caractérisation des matériaux sable de la région de Chlef et d'une partie mécanique caractérisant des essais de cisaillement direct englobant le matériau composite sable-fibre de verre. Le sable étant prélevé des berges de l'Oued Chélif. La courbe granulométrique du sable est présentée dans la figure 1 et ces caractéristiques physiques sont illustrées dans le tableau 1. La procédure de mesure des indices des vides e_{max} et e_{min} ont été réalisés conformément à la norme AFNOR NF P 94-059 [15].

Tableau 1. Caractéristiques physiques du matériau utilisé.

| Composition | Chlef sandy soil |
|--|-------------------------|
| The average size, D_{50} (mm) | 0,452 |
| Uniformity coefficient, C_u | 3,029 |
| Specific weight of solids, γ_s (KN/m ³) | 27,17 |
| Minimum void ratio, e_{min} | 0,580 |
| Maximum void ratio, e_{max} | 0,980 |
| particules Shape | Round |

Deux types de fibre de verre ont été utilisés dans cette étude et présentés sous forme de Mats à fils coupés (Standard Mat) et du tissu complexe (Woven Roving) de masse spécifique de 300 gr/m² (figures 2). L'Entreprise Nationale des Plastiques et Caoutchoucs (ENPC) de Chlef, utilise ce produit (fibre de verre + résine thermodurcissable) à des fins d'étanchéités pour la fabrication des coques de bateaux, de réservoirs et autres projets à caractères purement lucratifs.

2_SM) pour le premier type et (1_WR et 2_WR) pour le deuxième type, tandis qu'un échantillon non renforcé (0_R) a été également testé pour fournir une base de comparaison et une évaluation des effets de renforcement sur le comportement des sols étudiés.

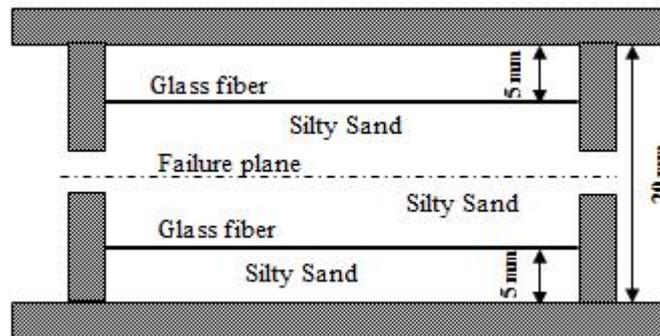


Figure 3. Disposition des nappes en fibre de verre + échantillon

3. RESULTATS ET DISCUSSION

3.1. Effet de la densité relative sur la résistance au cisaillement

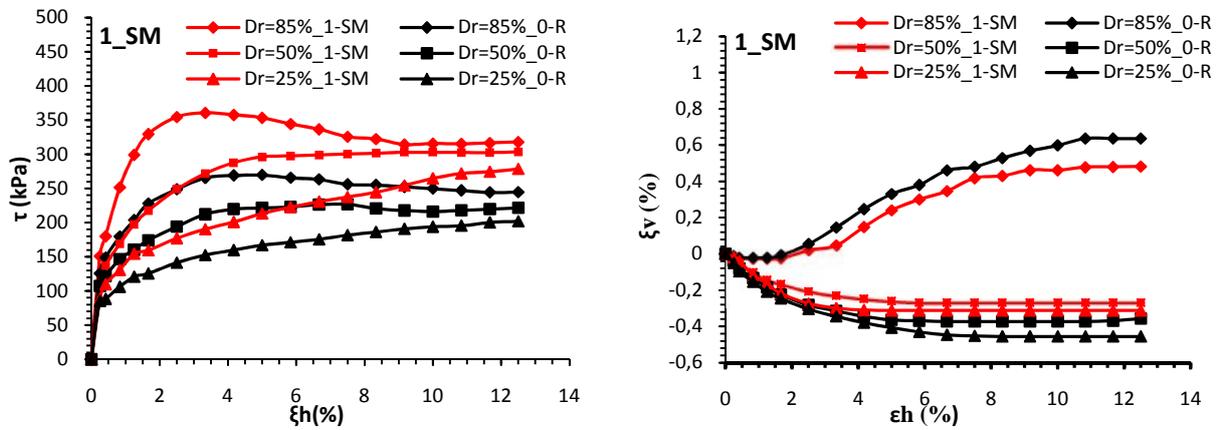
L'influence de la densité relative sur le comportement mécanique des sols a déjà été étudiée par plusieurs chercheurs [17-20]. Ils ont prouvé une augmentation remarquable des caractéristiques mécaniques du sol. De cette manière, nous allons étudier l'effet de la densité relative sur le comportement mécanique du sable de la région de Chlef renforcé et non renforcé par fibre de verre. Dans les graphiques ci-dessous, nous allons définir les paramètres étudiés dans ce travail (densité, contrainte verticale) pour mettre en évidence l'effet de la densité relative sur le comportement mécanique du sable utilisé. L'étude de l'effet sera faite en comparant les résultats obtenus à partir des essais de cisaillement direct avec trois densités relatives différentes (25%, 50% et 85%) dans des échantillons non renforcés, et leurs résultats seront comparés aux résultats suivants avec du sable renforcé par le premier type et le deuxième type de fibre de verre.

3.1.1. Sol renforcé par des nappes de fibre de verre de type SM

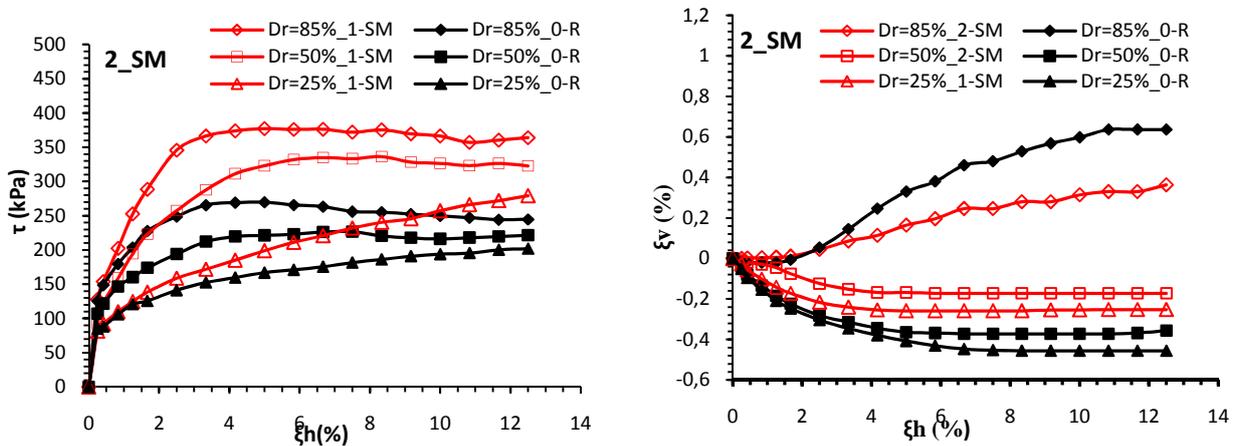
Les figures (4.a et 4.b) montrent respectivement les variations de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal (δ_h) ainsi que les variations du déplacement horizontal (δ_h) par rapport au déplacement vertical (δ_v) du sable renforcé par le premier type de fibre sous forme de mât (voir figure 2) et le sable non renforcé à trois densités relatives ($D_r = 25\%$, 50% et 85%) suivit d'une contrainte normale constante de 300 kPa.

Les résultats indiquent que, pour le même nombre de nappe, la contrainte de cisaillement augmente avec l'augmentation de densité relative pour l'échantillon de sable renforcé et non renforcé. Cependant les déformations volumiques accusent une diminution très significative lorsque la densité relative augmente caractérisant une nette amélioration au vu d'une augmentation progressive du nombre de couche.

EFFET COMBINE DU NOMBRE DE NAPPES ET TYPES DE FIBRE DE VERRE SUR LES CARACTERISTIQUES DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT DU SABLE DE CHLEF



(a). Sol renforcé par une nappe de types de nappes SM



(b). Sol renforcé par deux nappes de types SM

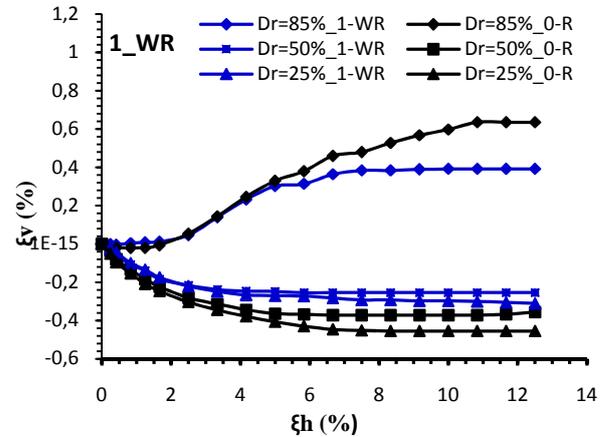
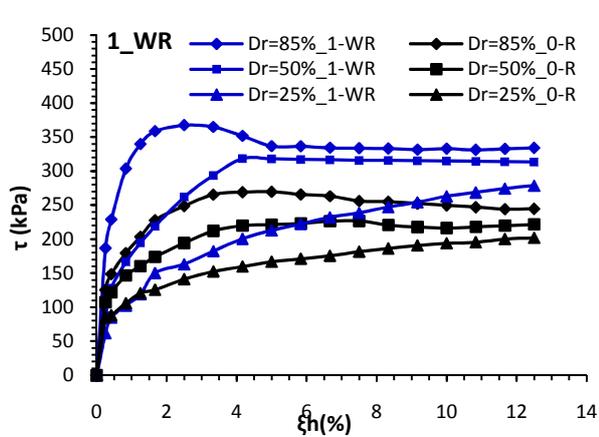
Figure 4. Courbe Contrainte_Déformation pour : (a). Sol renforcé par une seule nappe et (b). Sol renforcé par deux nappes.

3.1.2. Sol renforcé par des nappes de fibre de verre de type WR

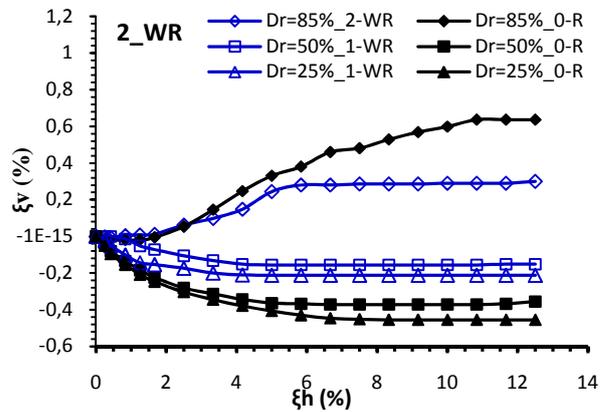
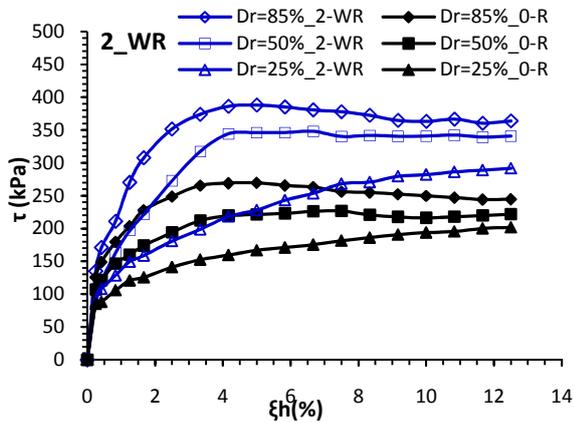
Les figures 5 (a et b) représentent les variations respectives de la contrainte de cisaillement (τ) en fonction de la déformation horizontale (ξ_h) ainsi que la déformation horizontale (ξ_h) en fonction de la déformation verticale (ξ_v) pour un deuxième de renfort à savoir le woven roving (WR).

Les résultats indiquent que, pour une même densité relative, la contrainte de cisaillement augmente avec l'augmentation du nombre de nappe. Cependant, les essais montrent que la présence de fibres empêche toujours la tendance à la dilatation dans le sable renforcé par des fibres les deux densités (Moyennement denses et denses). En conséquence, une densité relative plus élevée conduit à un plus grand contact entre les particules du sol. Ceci, à son tour, conduit à une plus grande force de liaison entre les particules et par conséquent une plus grande résistance au cisaillement. En outre, l'augmentation de la densité sèche donne également lieu à une augmentation de la zone de contact entre fibre / sol, ce qui peut améliorer les interactions mécaniques d'interface et d'augmenter la résistance au cisaillement [11].

EFFET COMBINE DU NOMBRE DE NAPPES ET TYPES DE FIBRE DE VERRE SUR LES CARACTERISTIQUES DE RESISTANCE AU CISAILEMENT DU SABLE DE CHLEF



(a). Sol renforcé par une nappe de types WR



(b). Sol renforcé par deux nappes de types WR

Figure 5. Courbe Contrainte_Déformation pour: (a). Sol renforcé par une seule nappe et (b). Sol renforcé par deux nappes.

3.2. Effet de renforcement sur les caractéristiques de résistance au cisaillement

L'un des inconvénients des essais de cisaillement direct par rapport aux autres essais de résistance est le plan de rupture imposé sur un plan horizontal (théorie de Coulomb). Prenant en compte ce fait, nous pouvons avoir une compréhension de l'effet indirect des inclusions de fibres de verre en les plaçant au-dessus et en dessous du plan de rupture. Deux types de fibres de verre ont été utilisées (SM et WR) et disposées en deux couches à la même distance au-dessus et au-dessous du plan de rupture pour le sol renforcé par deux nappes (voir figure 2) ; et une nappe sera placée au-dessus du plan de rupture pour les sols renforcé par une seule nappe .On fera de ce fait une comparaison avec les résultats obtenus pour les sols non renforcés dans le but d'avoir une idée sur l'effet du nombre de nappe sur la résistance au cisaillement des sols étudié. Les résultats sont présentés dans les figures suivantes:

NB : Ces différents types d'arrangements sont généralement utilisés avec d'autres équipements, comme l'appareil triaxial ou un appareil modifié et ce en vue de comparer les paramètres indiqués plus haut sur une plan de rupture en diagonale [19].

3.2.1. Effet de renforcement sur τ_{max}

Les figures 6 (a et b) montrent l'évolution de la résistance au cisaillement maximal (τ_{max}) en fonction de la contrainte normale (σ) à différentes dispositions de nappes de fibres de verres (SM) et (WR). Les renforcements sont ajustés en (0_R_1_SM ,2_SM) pour les fibres de verres (SM) et (0_R_1_WR ,2_WR) pour les types Woven Roving (WR). Les essais ont été réalisés à densité relative constante ($Dr = 85\%$). Il est à noter qu'à densité relative constante, la résistance au cisaillement maximale augmente de façon quasi linéaire avec l'augmentation de la contrainte normale et le nombre de couche prédéposé dans la boîte de cisaillement.

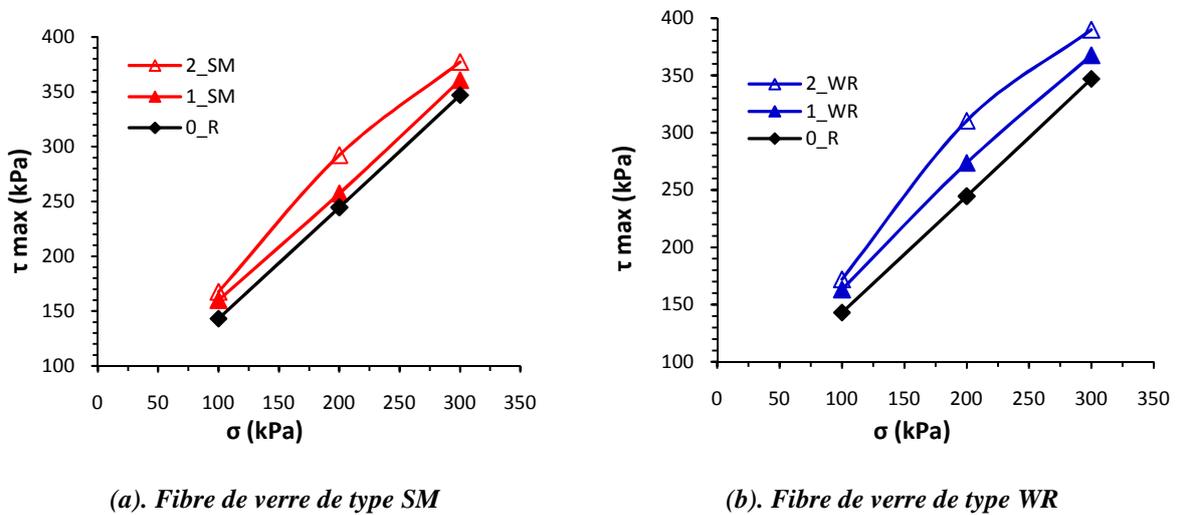


Figure 6. Effet de renforcement sur la résistance au cisaillement maximal pour $Dr = 85\%$.

3.2.2. Effet des nappes de fibres sur C et

L'amélioration de la résistance au cisaillement en termes de cohésion et d'angle de frottement interne du sable de chlef renforcé par différents arrangements de nappes et types de fibres de verre sont présentés respectivement dans les figures 7(a et b) et 8(a et b). Nous pouvons constater à cet effet que les caractéristiques mécaniques de cohésions (C) et d'angles de frottement internes (ϕ) sont nettement améliorées et augmentent d'une façon quasi linéaire quand la densité relative augmente.

EFFET COMBINE DU NOMBRE DE NAPPES ET TYPES DE FIBRE DE VERRE SUR LES CARACTERISTIQUES DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT DU SABLE DE CHLEF

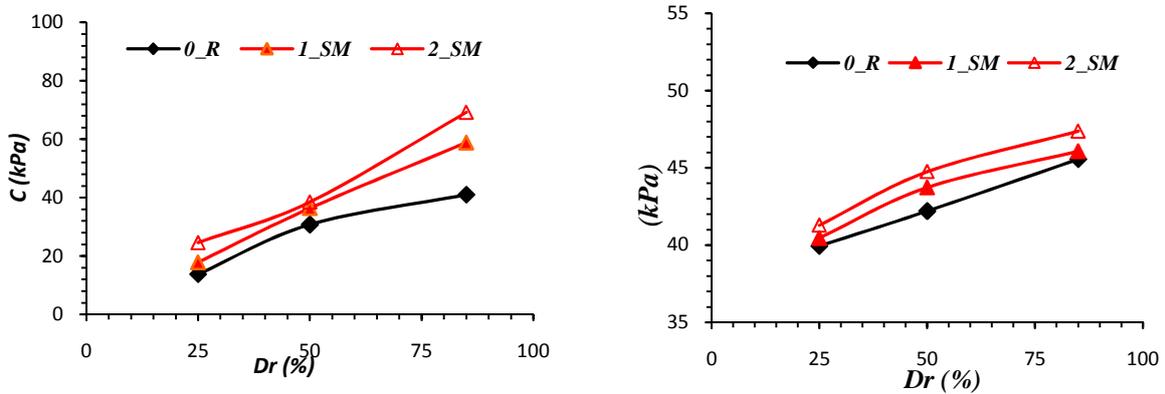


Figure 7. Effet de renforcement sur la cohésion et l'angle de frottement pour un sol renforcé par type SM.

Les valeurs de cohésion obtenues avec le type de renfort (SM) apparaissent plus tenaces pour une densité relative ($Dr= 85 \%$), enregistrant une valeur maximale de 75 kPa. Celle de l'angle de frottement interne ($^{\circ}$) Pour le même type de renfort et même densité relative ($Dr= 85\%$) enregistre une valeur maximale de 47° . Cette amélioration des caractéristiques mécaniques, peut s'expliquer dans le fait que l'adjonction entre particules solides et fibres créer un substitut de résistance sur le plan de rupture et donc assure un gain d'incrément de cohésion de frottement entre particules.

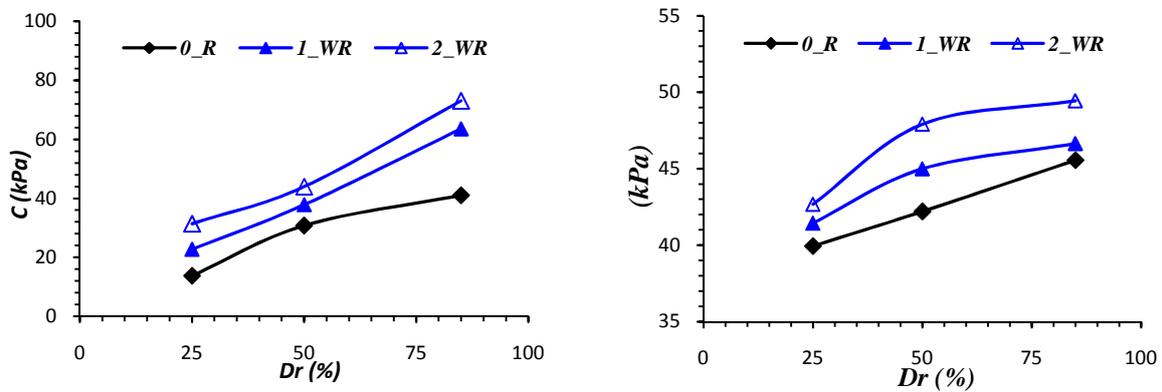


Figure 8. Effet de renforcement sur la cohésion et l'angle de frottement pour un sol renforcé par type WR.

3.3. Effet du type de renfort sur la résistance au cisaillement maximale

La figure 9 présente la variation de la contrainte de cisaillement maximale (σ_{max}) en fonction de la densité relative ($Dr\%$) pour un mélange de sable avec deux différents types de renforcement (SM et WR). Nous constatons que la résistance au cisaillement maximale augmente avec augmentation progressive de la densité relative (Dr) pour les sols renforcés et non renforcés. Cependant on peut noter aussi que du point de vue résistance au cisaillement, les échantillons renforcés par tissus complexes (WR) sont plus résistants que ceux renforcés par les tissus standards (SM). exemple, à densité relative $Dr= 85 \%$, $\sigma_{max} = 380 \text{ kPa}$ pour un renfort du type (2_WR) et $\sigma_{max} = 360 \text{ kPa}$ pour le type (2_SM). Donc le type de renfort WR paraît le plus avantageux et plus efficace quant à l'obtention de bonnes caractéristiques mécaniques.

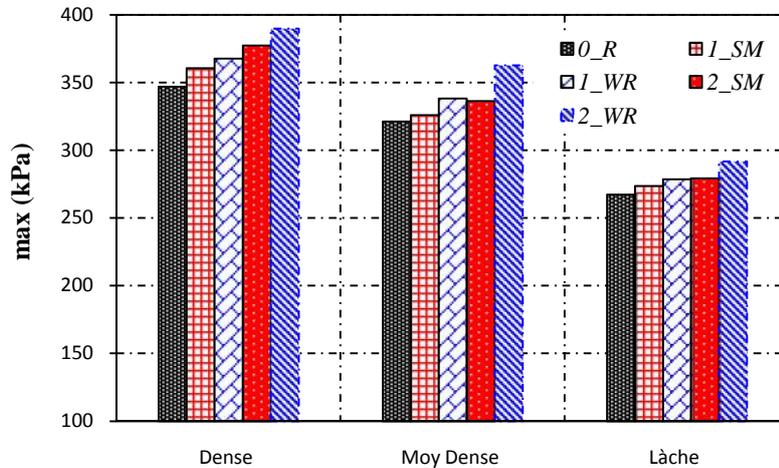


Figure 9. Effet du type de renforcement sur la résistance au cisaillement maximale Pour $\sigma_v = 300 \text{ kPa}$

4. CONCLUSION

Les résultats obtenus à partir des essais au cisaillement direct, effectués sur un sol composite (sable + fibre de verre) combiné à deux types de renfort : tissu standard (SM) et le woven Roving (WR).

- ✓ Les essais ont été réalisés en prenant en considération différentes contraintes normales $\sigma_v = 100, 200, 300 \text{ kPa}$ et des densités relatives $D_r = 25\%, 50\%$ et 85% correspondants à des états lâches, moyennement dense et dense). Nous pouvons énumérer les conclusions suivantes :
- ✓ La résistance du sol composite (sable + fibre) est nettement améliorée en prenant en compte les deux types de renfort (SM et WR). Cette amélioration est caractérisée par une augmentation de la résistance au cisaillement quand le nombre de nappes, la contrainte normale (σ_v) et la densité relative (D_r) augmentent.
- ✓ Les caractéristiques intrinsèques de cohésion (C_i) et d'angle de frottement interne (ϕ), marque aussi une autre amélioration significative quand le nombre de renfort augmente. On constate aussi que le type de renfort (WR) apparait plus efficace que le type de renfort (SM).

Les résultats obtenus dans cette étude ont une importance pratique toute particulière du fait que la problématique existante en Algérie dans le domaine routier et autoroutier à fort trafic de circulation (classe T1 règlement B40 Algérie), réside dans la mise en place de couches stabilisatrices sur les talus en remblais.

5. REFERENCEBIBLIOGRAPHIES

- [1] Krishnaswamy, N. R., & Isaac, N. T. (1994). Liquefaction potential of reinforced sand. Geotextiles and Geomembranes, 13(1), 23-41.
- [2] Liu, J., Wang, G., Kamai, T., Zhang, F., Yang, J., & Shi, B. (2011). Static liquefaction behavior of saturated fiber-reinforced sand in undrained ring-shear tests. Geotextiles and Geomembranes, 29(5), 462-

471.

- [3] Diambra, A., Ibraim, E., Wood, D. M., & Russell, A. R. (2010). Fibre reinforced sands: experiments and modelling. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(3), 238-250.
- [4] Kumar, M. P., & Sridhar, R. effect of coir mat and coir fibre reinforcement on shear strength of dry sand.
- [5] Kar, R. K., Pradhan, P. K., & Naik, A. Effect of Randomly Distributed Coir Fibers on Strength Characteristics of Cohesive Soil.
- [6] Maher, M. H., & Gray, D. H. (1990). Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(11), 1661-1677.
- [7] Consoli, N. C., Prietto, P. D., & Ulbrich, L. A. (1998). Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(12), 1211-1214.
- [8] Consoli, N. C., Vendruscolo, M. A., Fonini, A., & Dalla Rosa, F. (2009). Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(3), 196-203.
- [9] Yetimoglu, T., & Salbas, O. (2003). A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers. *Geotextiles and Geomembranes*, 21(2), 103-110.
- [10] Yetimoglu, T., Inanir, M., & Inanir, O. E. (2005). A study on bearing capacity of randomly distributed fiber-reinforced sand fills overlying soft clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(2), 174-183.
- [11] Tang, C., Shi, B., Gao, W., Chen, F., & Cai, Y. (2007). Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(3), 194-202.
- [12] Miller, C. J., & Rifai, S. (2004). Fiber reinforcement for waste containment soil liners. *Journal of Environmental Engineering*, 130(8), 891-895.
- [13] Ibraim, E., Diambra, A., Russell, A. R., & Wood, D. M. (2012). Assessment of laboratory sample preparation for fibre reinforced sands. *Geotextiles and Geomembranes*, 34, 69-79.
- [14] Li, C., & Zornberg, J. G. (2012). Mobilization of reinforcement forces in fiber-reinforced soil. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 139(1), 107-115.
- [15] AFNOR (2000) Norme NF P 94-059: Reconnaissance et Essais- Détermination des masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents.
- [16] AFNOR (1994) Norme NF P 94-071-1: Reconnaissance et Essais- Essai de cisaillement rectiligne à la boîte.
- [17] Druschel, S. J., & O'ROURKE, T. D. (1991, January). Shear strength of sand-geomembrane interfaces for cover system and lining design. In *Geosynthetics* 91.
- [18] Tang, C. S., Shi, B., & Zhao, L. Z. (2010). Interfacial shear strength of fiber reinforced soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), 54-62.
- [19] Tuna, S. C., & Altun, S. (2012). Mechanical behaviour of sand-geotextile interface. *ScientiaIranica*, 19(4), 1044-1051.
- [20] Li, J., Tang, C., Wang, D., Pei, X., & Shi, B. (2014). Effect of discrete fibre reinforcement on soil tensile strength. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6(2), 133-137.

CONTRIBUTION A L'ETUDE POST-SISMISMIQUE DU COMPORTEMENT DES STRUCTURES METALLIQUES SOUS L'EFFET D'UN INCENDIE

Merouani Mohammed Redha, Lamri Belkacem

Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie

Résumé :

L'Algérie, par la pratique du code RPA99 v.2003, permet la conception des bâtiments en tenant compte des tremblements de terre. Cependant, une des menaces principales dans des zones sismiques sont les incendies post-sismiques,

De ce fait, le feu post-sismique est un événement important endommageant des bâtiments et des pertes de vies humaines. Ces événements ne sont pas rares et devraient être clairement analysés. Le scénario multirisque (séisme + feu) devrait être étudié. En plus des dommages résultants des tremblements de terre qui sont une cause primaire, s'accompagne une réduction de la résistance et de la rigidité des éléments résistants au feu. De grandes déformations prennent place suite à la dégradation des caractéristiques mécaniques des matériaux acier et béton.

Mots –Clés : Incendie post-sismique, multirisque, résistance au feu, déformation.

Introduction :

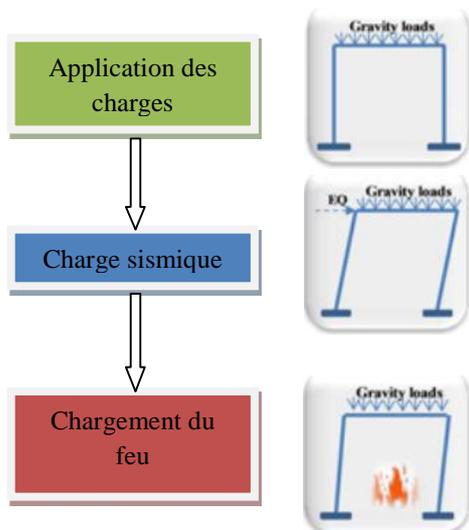
Le frottement perpétuel des plaques tectoniques Eurasiennes et Africaines dégage une énorme énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cela résulte par un séisme. L'Algérie qui est traversé par ces plaques tectoniques est située dans une zone d'activité sismique modérée. De nombreuses études ont été faites afin de réaliser des constructions capables de résister à ce phénomène. Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99v2003) définit les modalités de calcul et de dimensionnement des différents organes des structures de construction et fixe les niveaux de précautions requis pour chaque région et chaque type de construction.

Un séisme peut causer de sérieux dommages sur la structure et dans certains cas peut produire aussi un incendie. Les expériences menées ces dernières années montrent qu'après un séisme le feu produit cause de sérieux dégâts sur les éléments structuraux qui sont déjà endommagés par le séisme. Ce phénomène est appelé Feu Post Sismique.

Les caractéristiques thermiques et mécaniques des matériaux changent considérablement quand ils sont exposés au feu, de plus quand un matériau composite hétérogène avec des caractéristiques thermiques différentes est soumis à une température élevée; les contraintes thermiques différentielles peuvent apporter des concassages et des décompositions rapide.

L'acier est considéré comme un matériau sensible à l'égard des températures élevées avec une conductivité thermique élevée (Kathryn et Buchanan, 2000) [1]. Cette caractéristique conduit à une réduction rapide de la résistance et du module d'élasticité face à une température élevée (Kirby et Preston, 1988) [2]. Lorsque la température dépasse les 500 ° C la résistance à la rupture en acier diminue de 50% (Purkiss, 1996) [3].

La plupart des études faites sur le feu post-sismique commence par une étude sismique sur l'élément en appliquant les charges gravitaires qui se poursuivent par une étude au feu sur l'élément déjà endommagé par le séisme.



Recherche bibliographique :

Le feu post sismique est une réalité qui n'a pas reçu une attention suffisante dans le passé. L'étude des effets du feu post sismique sur les structures est importante.

Raul Zaharia et Dan Pinte (2009) [4] ont évalué la résistance au feu de certaines structures métalliques non protégées déjà endommagés par un séisme en utilisant des méthodes avancées pour l'analyse du séisme et de l'incendie subséquent, ainsi que l'influence des dommages induits par le séisme sur la résistance au feu.

Les figures 1 représentent des structures métalliques faites en utilisant des profilés d'une nuance S235 avec des connexions poutres-poteaux considérées comme rigide, les 2 structures ont été dimensionnées pour la même combinaison de charge.

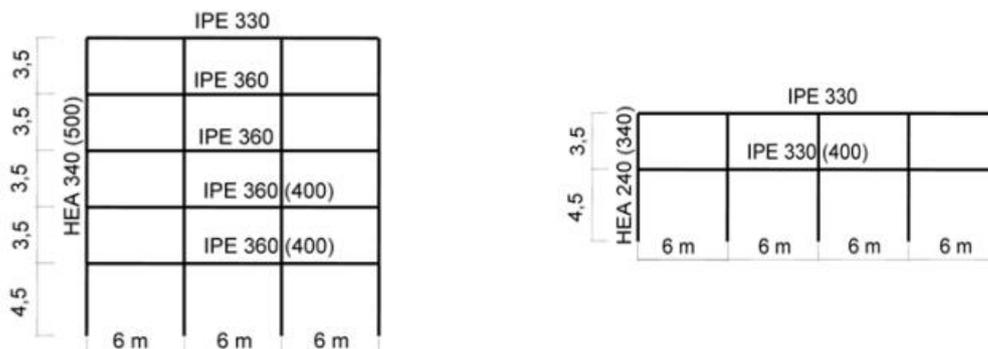


Figure 1. Caractéristiques de la structure

Les portiques ont été vérifiés pour deux régions sismiques en Roumanie, la région Banat (zone sismique modérée) et la région de Vrancea (zone sismique forte). La conception a été faite selon le code sismique roumain (P100-1/2004, 2005) [5] adapté à la norme européenne EN1998 (2005) [6]. L'analyse spectrale élastique a été appliquée en tenant compte du spectre de réponse pour la région Banat (avec l'accélération du sol $a_g = 0,16 \text{ g}$ et une période $T_c = 0,7 \text{ s}$) donné dans la figure 2, et pour la région de Vrancea (avec l'accélération du sol $a_g = 0,32 \text{ g}$ et une période $T_c = 1,6 \text{ s}$) donné dans la figure 3

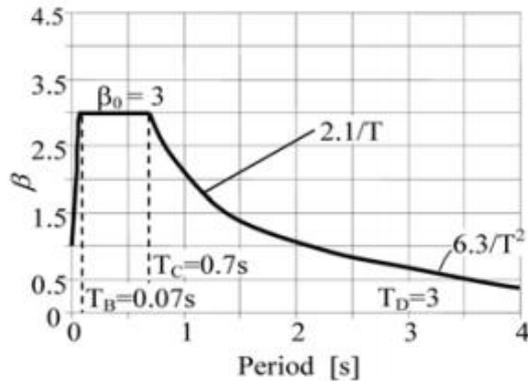


Figure 2. Spectre de réponse élastique pour la région de Banat

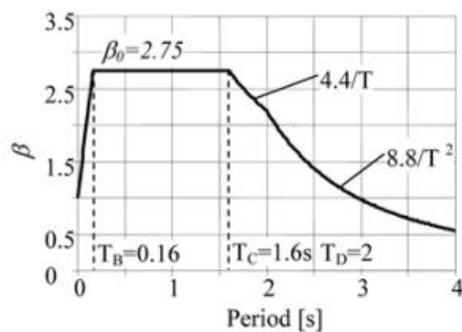


Figure 3. Spectre de réponse élastique pour la région de Vrancea

La réponse sismique des structures a été évaluée en utilisant l'analyse de Pushover, tandis que la demande de déplacement sous l'événement sismique correspondant a été déterminée en utilisant la méthode N2, développé par (Fajfar 2000) [7], et mis en œuvre dans la norme EN 1998 (2005).

Après un séisme, le portique de A-Banat reste intact, tandis que pour les autres structures dans l'analyse de feu, deux hypothèses seront examinées:

- Un séisme de faible intensité se produit et la structure reste intacte;
- Un séisme avec une intensité donnée par le code Roumain pour les régions du Banat et Vrancea se produit et les structures subissent des dommages.

Le feu a été appliqué seulement pour les poteaux et les poutres non protégées du premier étage, dans l'hypothèse que le rez-de-chaussée représente le compartiment de feu. Sur les poutres, le feu a été appliqué sur trois côtés (en haut étant protégé par la dalle de béton). Dans l'analyse structurelle, la collaboration entre la poutre en acier et la dalle de béton n'a pas été considérée.

La figure 4 montre la distribution de température en rez-de-chaussée d'une poutre IPE400 exposée au feu sur trois côtés après 15 minutes d'un feu ISO834. On notera que la zone de température la plus élevée est la lame, qui est la plus faible épaisseur. La semelle inférieure exposée de tous les côtés par le feu avec des températures autour de 600° C, tandis que la semelle supérieure, exposée sur trois côtés a des températures plus basses, autour de 500° C.

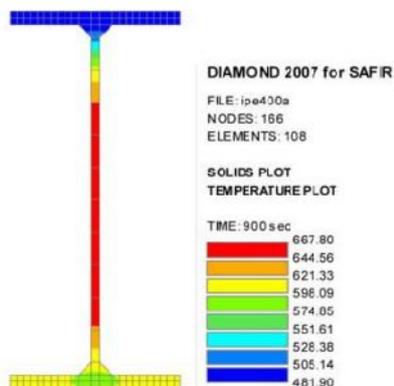


Figure 4. Poutre IPE400 exposée au feu sur ses 3 faces

Les figures 5-6 montrent la répartition de la température dans les poteaux du rez-de-chaussée du portique Banat A (HEA 340) et du portique Vrancea A (HEA 500) exposée au feu sur les quatre côtés après 15 minutes du feu ISO. On peut observer que le poteau HEA500 du portique Vrancea, ayant un facteur de massivité supérieur, présente des températures plus basses dans les semelles et dans l'âme, par rapport aux températures dans le profil HEA 340 du poteau du portique Banat après 15 minutes d'un feu ISO.

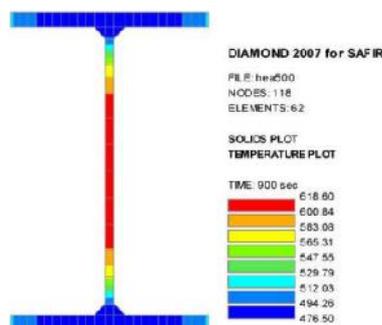
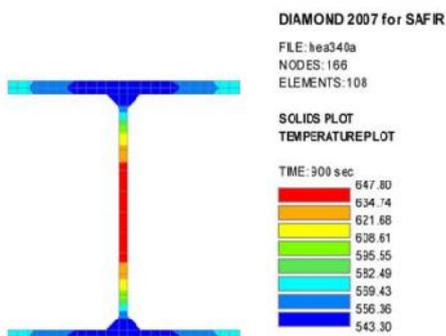


Figure 5. HEA340 exposé sur ses 4 faces par un feu ISO **Figure 6.** HEA 500 exposé sur ses 4 faces

Le temps de résistance au feu des structures endommagées est influencé par le niveau de dommages. Les plus grandes différences en termes de résistance au feu apparaissent entre les structures endommagées et intactes connaissent un type global du mécanisme d'effondrement. Pour les scénarios d'incendie avec toutes les mesures de résistance au feu disponibles dans une situation d'incendie régulière, les deux structures ont résisté au feu.

Behrouz Behnam et Hamid Reza Ronagh (2014) [8] ont évalué le comportement d'un portique non protégé fondé sur les performances d'un feu post-sismique en pratiquant une analyse séquentielle qui comprend 3 étapes, mettre les charges gravitaires qui sont supposés uniformes et statiques, une charge pseudo sismique suit alors sous forme de Pushover atteignant son maximum et retournant à zéro dans un court laps de temps. Pour finir le calcul de la résistance au feu des modèles sélectionnés, un programme informatique écrite fondée sur la méthode des éléments finis(MEF) appelé SAFIR (Franssen, 2011) [9] est employé.

Un portique en acier est choisi parmi un bâtiment comme le montre la Figure 7 en premier temps chargé comme s'il était une école et après comme si elle était un immeuble résidentiel. Ces hypothèses sont ensuite nécessaires pour le calcul de la densité de charge de feu. Le plancher et le plafond sont en béton de poids normal et les cloisons des compartiments sont faites avec des briques standards.

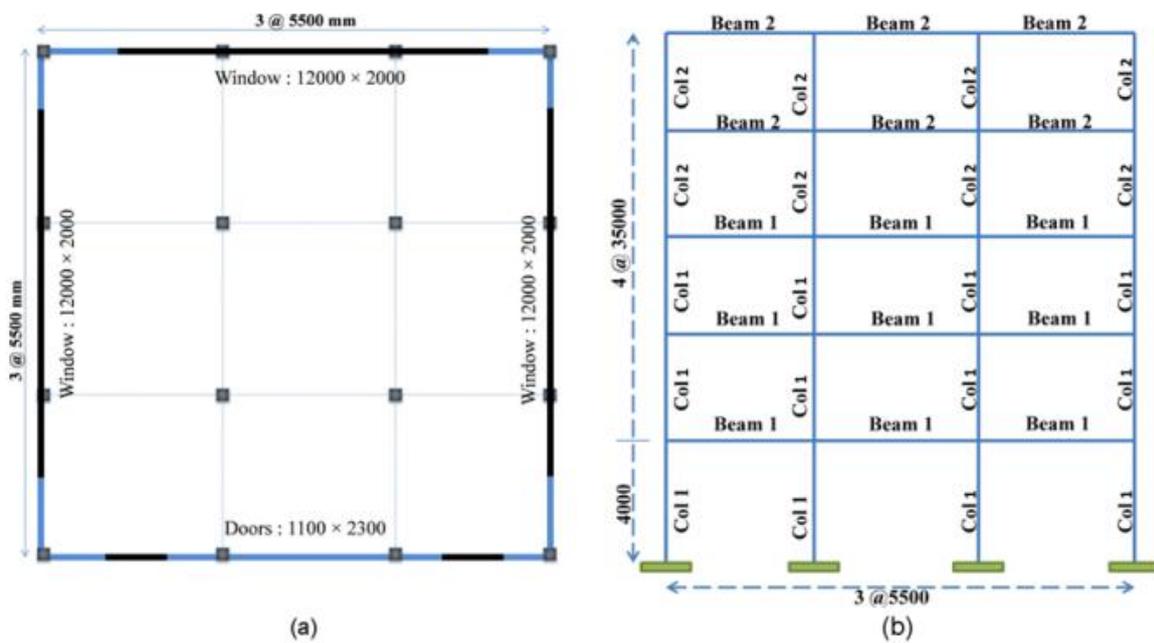


Figure 7. Etude de cas (dimension en mm) : (a) vu en plan, (b) propriétés géométriques

Le portique étudié est conçu en utilisant des profilés soudés avec une limite d'élasticité de 240 MPa et une accélération maximale du sol de 0,35 g. Les caractéristiques des sections pour les deux cas d'études sont représentées dans le tableau 1.

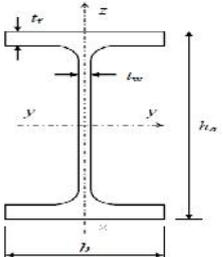
|  | | Poteau 1 | Poteau 2 | Poutre 1 | Poutre 2 |
|---|-------|--|--|--|--|
| | Ecole | | H = 450 B = 350 t _f = 20 t _w = 15 | H = 400 B = 300 t _f = 15 t _w = 10 | H = 350 B = 300 t _f = 20 t _w = 15 |
| Habitation | | H = 400 B = 300 t _f = 20 t _w = 15 | H = 350 B = 300 t _f = 15 t _w = 10 | H = 300 B = 300 t _f = 20 t _w = 15 | H = 250 B = 250 t _f = 15 t _w = 10 |

Tableau 1. Les dimensions des sections des 2 cas d'études : Ecole et Habitation

Afin d'améliorer la compréhension du comportement, les analyses d'incendie sont également effectuées sur les trames non déformée. Il est à noter que le côté extérieur de poteaux externes ne sont pas exposés au feu, tous les côtés de colonnes internes sont soumis au feu. Pendant ce temps, seulement les trois côtés des poutres exposés au feu sont pris en considération, car il est supposé que la face supérieure est bien protégée par la dalle de béton. La figure 8 montre les scénarios de feu pris en charge

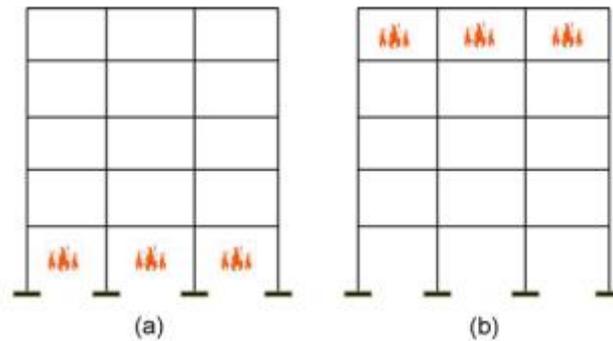


Figure 8. Scénarios du feu : (a) scénario 1, (b) scénario 2

L'analyse séquentielle comprend trois étapes principales qui sont la charge de gravité, suivi par l'analyse pushover sismique, et enfin l'étude d'incendie. Dans l'analyse sismique, la structure est soumise à une charge latérale augmentant de façon monotone. En effet, la structure est poussée jusqu'à un certain degré de déplacement. En conséquence, pour les deux niveaux différents, deux analyses de Pushover différentes sont nécessaires. En utilisant la procédure FEMA356 [10].

Le programme SAP2000 est utilisé pour l'analyse pushover (Figure 9). En outre, la procédure FEMA est utilisée pour définir les positions des rotules plastiques. Après l'analyse pushover un certain degré de dommage existe dans la structure. La structure endommagée est alors chargée avec le feu comme une charge séquentielle, ce qui arrive à la structure dans son état déformé. Pour ce faire, le programme SAFIR permet d'importer des charges Pushover, qui sont extraites de SAP2000 où le déplacement de la cible est atteint.

La figure 9 montre les courbes de Pushover pour les performances résultant du SAP2000 et utilisées pour l'analyse séquentielle dans SAFIR.

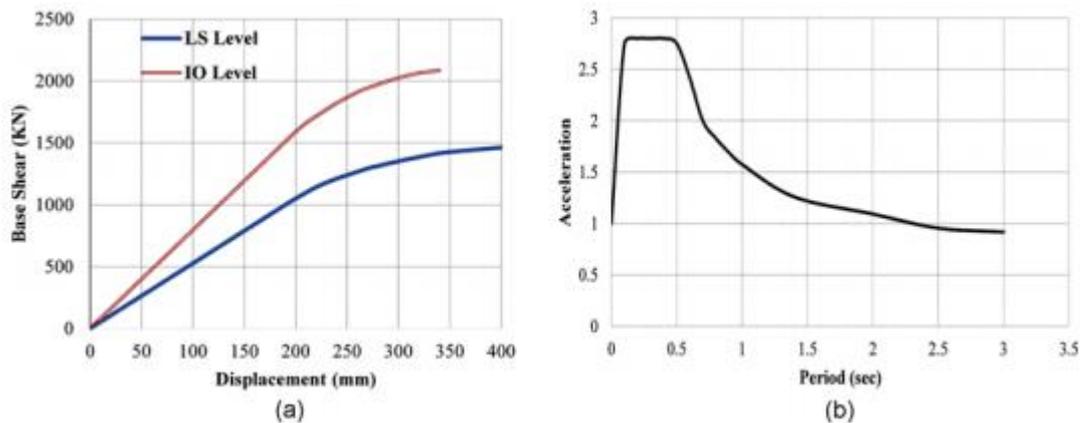


Figure 9. Analyse Pushover et spectre de réponse

La dernière étape de l'analyse séquentielle est d'appliquer une étude au feu sur la structure. Deux scénarios différents sont utilisés pour l'analyse de feu, pour les portiques endommagés et non endommagés en utilisant à la fois le modèle d'ISO834 et le modèle du feu naturel. La figure 10 montre la répartition de la température et le temps d'exposition au feu sur deux types de sections appliquées à l'aide de la courbe ISO après 60 minutes.

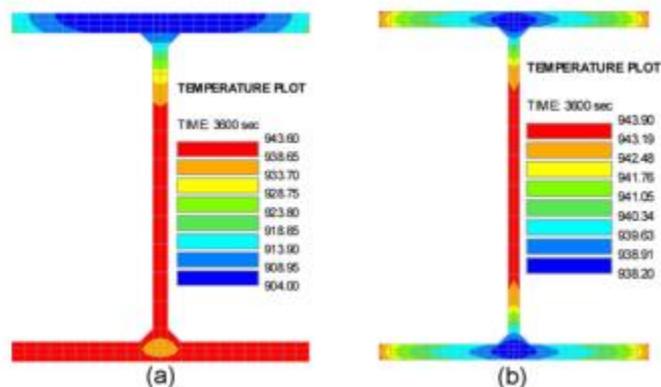


Figure 10. Répartition de la température des sections sous un feu ISO834 :
(a) Poutre exposée sur 3 cotés (b) Poteau exposé sur 4 cotés

Il est intéressant de noter que deux types d'effondrement sont envisagés, effondrement global et effondrement local ont été observés au cours des analyses. Alors que l'effondrement global est défini comme une situation dans laquelle le portique s'endommage en raison d'un mouvement latéral considérable des poteaux, l'effondrement local implique la rupture des poutres principalement. Dans les cas étudiés, les deux portiques, à savoir, l'école et l'habitation, et en cas du feu post sismique, l'effondrement global a eu lieu. Cependant, l'effondrement local a eu lieu lorsque les éléments sont soumis au feu seul. La figure 11 montre schématiquement deux types d'effondrement dans les scénarios envisagés.

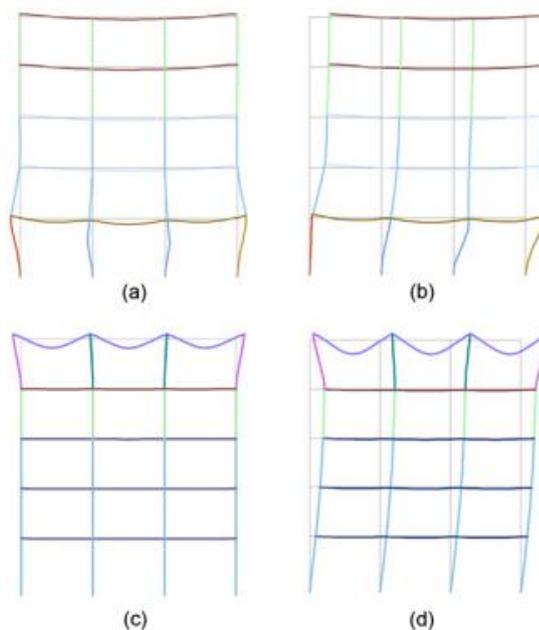


Figure 10. Mécanisme d'effondrement dus aux différents scénarios de feu :
(a) Effondrement local scénario 1 (b) Effondrement global scénario 1
(c) Effondrement local scénario 2 (d) Effondrement global scénario 2

Bibliographie

- [1] Kathryn, L. and Buchanan, A. (2000). Fire design of steel members fire engineering research report, The University of Canterbury, New Zealand
- [2] Preston, R. and Kirby, B. (1988). "High temperature properties of hot-rolled, structural steels for use in fire engineering design studies." Fire Safety Journal, Vol. 13, No. 1, pp. 27-37
- [3] Purkiss, J. A. (1996). Fire safety engineering : Design of structures, Elsevier, Burlington, MA, USA
- [4] Zaharia, R. and Pintea, D. (2009). Fire after Earthquake Analysis of Steel Moment Resisting Frames, University of Timisoara, Timisoara, Romania
- [5] P100-1/2004 (2005). Seismic design code-Part 1: Rules for buildings Indicativ P100-1/2004. Buletinul Constructiilor, Vol. 5 (in Romanian).
- [6] EN1998-1 (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels.
- [7] Fajfar, P. (2000). "A non linear analysis method for performance based seismic design." Earthquake Spectra, 16(3), pp. 573-592.
- [8] Behnam, B. and Ronagh, H. R. (2014). Post-Earthquake Fire Performance-based Behavior of Unprotected Moment Resisting 2D Steel Frames, Korean Society of Civil Engineers, Journal of Civil Engineering (2015) 19(1):274-284
- [9] Franssen, J. M. (2011). User's manual for SAFIR 2011: A computer program for analysis of structures subjected to fire, University of Liege, Belgium.
- [10] FEMA356 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings rehabilitation requirements, American Society of Civil Engineers, Washington, DC

ANALYSE DE LA REPONSE MECANIQUE DES STRUCTURES AVEC LA CONSIDERATION DE L'EFFET DE GAUCHISSEMENT

Nafissa Zouatnia¹, Lazreg Hadji², Amar Kassoul¹

¹Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie
(nissa.hadji@yahoo.com)

² Université Ibn Khaldoun, BP 78 Zaaroura, 14000 Tiaret, Algérie

Résumé

Dans ce travail, on s'intéresse à l'étude de l'effet de gauchissement sur le comportement mécanique des structures en matériaux composites avancés. Pour cela, un nouveau champ de déplacement incluant à la fois le gauchissement de la section transversale et les déformations de cisaillement transverse sera proposé. Les propriétés matérielles de la structure sont supposées variées à travers l'épaisseur selon une loi de puissance. Les équations de mouvement seront déterminées en utilisant le principe d'Hamilton. L'objectif de ce travail vise en premier lieu la proposition d'une nouvelle théorie de déformation de cisaillement. Ensuite, la détermination des solutions exactes pour la réponse en flexion statique/vibration libre des structures en matériaux composites avancés. En conséquence, l'analyse de l'effet de gauchissement sur la réponse de ces structures et leur effet de l'indice matériel sera mise en évidence. Enfin la validation numérique sera présentée afin de mettre en évidence la théorie de déformation de gauchissement d'ordre élevé proposé en confrontant les résultats obtenus avec ceux d'autres modèles connus dans la littérature.

Mots –Clés : Gauchissement ; Flexion statique; Vibration libre ; Principe d'Hamilton ; Théorie de déformation de cisaillement.

1. INTRODUCTION

Le développement des technologies modernes exige que l'on utilise des matériaux présentant des propriétés mécaniques élevées spécifiques à leur emploi, mais dont les masses volumiques soient faibles. L'objectif est notamment de réduire la masse des structures. Les matériaux composites sont des matériaux qui répondent aux exigences précédentes. En raison de leur faible densité, grande résistance, rigidité importante et de leur excellente durabilité, les matériaux composites ont d'abord été utilisés dans de nombreuses composantes structurales, notamment dans le domaine de génie civil. De nos jours, la diminution de leurs coûts de production permet l'utilisation de ces matériaux dans des applications de plus en plus variées (automobile, navigation, construction, etc.).

2. DIFFERENT TYPES DE COMPOSITES

2.1. Monocouches

Les monocouches représentent l'élément de base de la structure composite. Les différents types de monocouches sont caractérisés par la forme du renfort : à fibres longues (unidirectionnelles UD, réparties aléatoirement), à fibres tissées, à fibres courtes. Dans une nappe UD, les fibres sont assemblées parallèlement les unes par rapport

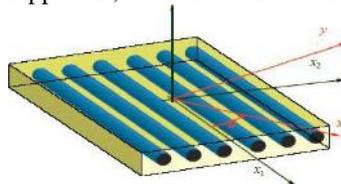


Figure 1. Matériau composite monocouche

2.2. Stratifiés

Un stratifié est constitué d'un empilement de monocouches ayant chacun une orientation propre par rapport à un référentiel commun aux couches et désigné comme le référentiel du stratifié.

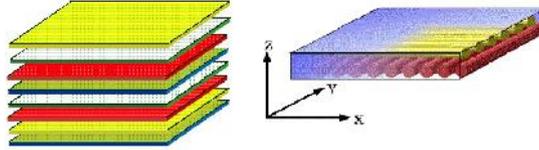


Figure 2. Matériau composite stratifié

2.3. Sandwichs

Matériaux composés de deux semelles (ou peaux) de grande rigidité et de faible épaisseur enveloppent une âme (ou cœur) de forte épaisseur et faible résistance. L'ensemble forme une structure d'une grande légèreté. Le matériau sandwich possède une grande légèreté en flexion c'est un excellent isolant thermique.

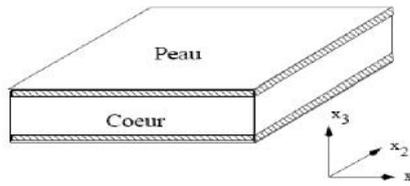


Figure 3. Matériau composite sandwich

3. LES MATERIAUX A GRADIENT DE PROPRIETES FGM

3.1. Qu'est – ce que c'est qu'un matériau à gradient de propriétés

Un matériau à gradient de propriétés c'est un type de matériaux composites composé de deux ou plusieurs matériaux relatifs à des fractions volumiques et microstructure qui sont conçus pour avoir une continuité spatiale des variables. Ces matériaux sont utilisés dans nombreux candidats ingénierie tels que les réacteurs nucléaires et les industries satellites à haute vitesse.

Un FGM est produit en changeant sans interruption les fractions de volume dans la direction d'épaisseur pour obtenir un profil bien déterminé. Généralement, ces matériaux sont fabriqués à partir d'un mélange de céramique et de métal ou d'une combinaison de différents matériaux.

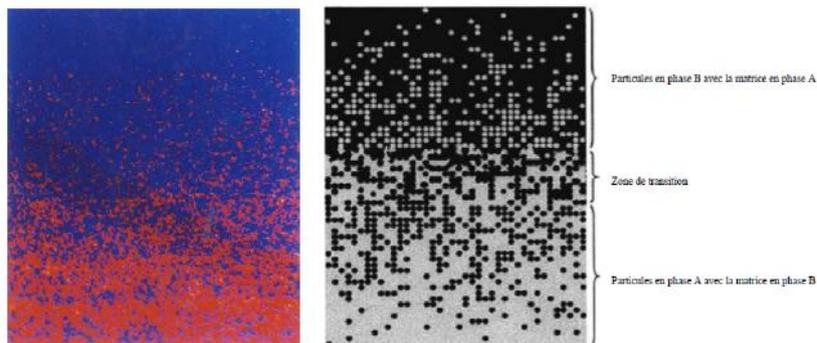


Figure 4. Un FGM avec les fractions de volume de phases constitutives graduées dans la direction verticale. [1].

3.1. Aperçu Historique Sur FGM

Le concept de "Matériaux à Gradient de propriétés" a été développé dans le laboratoire national d'aérospatial en 1984 par un groupe scientifique au Japon (M. Niino et ses collègues à Sendai). L'idée est de réaliser des matériaux utilisés comme barrière thermique dans les structures spatiales et les réacteurs à fusion [2-3-4].

Les FGM peuvent être utilisés pour différentes applications, telles que couches en céramique comme barrières thermiques pour les moteurs, turbines à gaz, couches minces en optiques, etc ... [5]. D'autres Applications potentielles de ce matériau sont diverses et nombreuses. Elles ont été, récemment, rapporté dans la littérature ouverte ; par exemple, des sondes [6], des déclencheurs [7], des armures metal/ceramic [8], des détecteurs photoélectriques [9] et des implants dentaires [10].

3.2. Propriétés matérielles effectives des FGM

Les matériaux à gradient de propriétés sont généralement fabriqués par deux phases matérielles avec des propriétés différentes. Une description détaillée des microstructures graduée réelles n'est pas disponible, excepté peut-être pour l'information sur la distribution de fraction volumique. Puisque la fraction de volume de chaque phase varie graduellement dans la direction de la graduation, les propriétés effectives des FGM changent le long de cette direction.

3.3. Revue sur les différentes lois qui régissent la variation des propriétés matérielles suivant l'épaisseur d'une structure FGM

La plupart des chercheurs emploient trois fonctions pour décrire la variation de la fraction volumique qui sont :

3.3.1. La fonction de puissance (P-FGM)

La fraction volumique dans les P-FGM est assurée par une loi de puissance sous la forme :

$$g(z) = \left(\frac{z+h/2}{h} \right)^p \quad (1)$$

Où p est un paramètre du matériau et h est l'épaisseur de la plaque. Une fois que la fraction de volume local $g(z)$ est définie, les propriétés matérielles d'une plaque P-FGM peuvent être déterminées par la loi des mélanges :

$$P(z) = g(z).P_1 + [1 - g(z)].P_2 \quad (2)$$

Où P_1 et P_2 sont respectivement les propriétés matérielles (modules de Young ou densité) de la surface inférieure ($z = h/2$) et de la surface supérieure ($z = -h/2$) de la plaque FGM.

La variation de ces propriétés dans la direction de l'épaisseur de la plaque P-FGM est représentée sur la figure 5, il apparaît clairement que le module de Young par exemple change rapidement près de la surface inférieure pour $p > 1$, et augmente rapidement près de la surface supérieure pour $p < 1$.

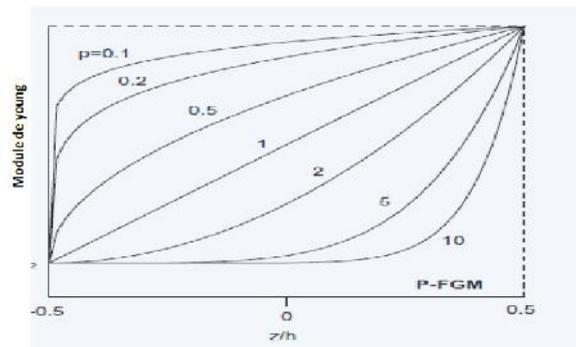


Figure 5. La variation du module de Young dans une plaque P-FGM

3.3.2. La fonction sigmoïde (S-FGM)

La fraction volumique dans les S-FGM est assurée par deux fonctions de loi de puissance sous la forme :

$$g_1(z) = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{h/2 - z}{h/2} \right)^p \quad \text{Pour} \quad 0 \leq z \leq h/2 \quad (3)$$

$$g_2(z) = \frac{1}{2} \left(\frac{h/2 + z}{h/2} \right)^p \quad \text{Pour} \quad -h/2 \leq z \leq 0 \quad (4)$$

En utilisant la loi des mélanges, la propriété S de la plaque S-FGM peut être calculé par :

$$P(z) = g_1(z).P_1 + [1 - g_1(z)].P_2 \quad \text{Pour} \quad 0 \leq z \leq h/2 \quad (5)$$

$$P(z) = g_2(z).P_1 + [1 - g_2(z)].P_2 \quad \text{Pour} \quad -h/2 \leq z \leq 0 \quad (6)$$

La figure 6 montre que la variation du module de Young selon les équations (5) et (6) avec des distributions sigmoïdes, donc la plaque FGM est ainsi appelée (Plaque S-FGM).

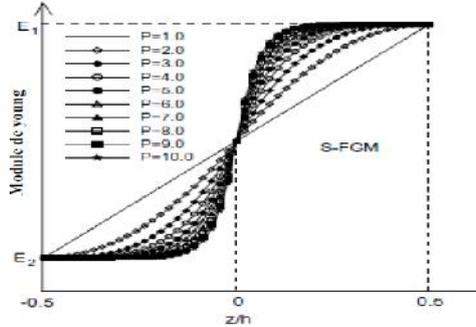


Figure 6. La variation du module de Young dans une plaque P-FGM

3.3.3. La fonction exponentiel (E-FGM)

Beaucoup de chercheurs utilisent la fonction exponentielle pour décrire les propriétés matérielles des matériaux FGM, la fonction exponentielle est donnée par [11] :

$$P(z) = A.e^{B.(z+h/2)} \quad (7)$$

avec

$$A = S_2 \quad \text{et} \quad B = \frac{1}{h} \cdot \ln \left(\frac{S_1}{S_2} \right) \quad (8)$$

La variation du module de Young à travers l'épaisseur de la plaque E-FGM est représentée dans la figure 7.

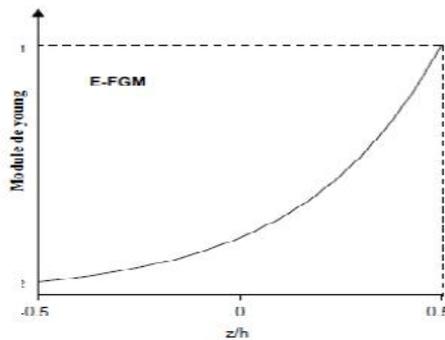


Figure 7. La variation du module de Young dans une plaque E-FGM

5. LES DIFFERENTES THEORIES DES STRUCTURES FGM

L'analyse d'une structure composite est plus complexe que celle d'une structure en matériaux traditionnels. Cela est dû au caractère hautement anisotrope des propriétés mécaniques du matériau de base.

Une structure FGM (plaque ou poutre) peut être considérée comme un corps hétérogène. Les caractéristiques géométrique d'une plaque est une épaisseur faible par rapport aux autres dimensions.

La plaque rectangulaire en P-FGM est compose de deux matériaux (métal et céramique) les axes sont orientés comme montre la figure 8.

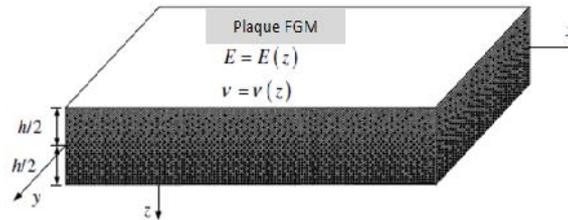


Figure 8. Géométrie d'une plaque FGM

Durant ces dernières années, plusieurs modèles bidimensionnels ont été développés pour la modélisation des structures multicouches tenant compte des cisaillements transverses. Ils peuvent être regroupés en fonction du type d'approche adopté :

- Approche monocouche équivalente.
- Approche par couche.

6. LES DIFFERENTS MODELES DES STRUCTURES COMPOSITES DANS L'ELASTICITE BIDIMENSIONNELLE

6.1. Approche monocouche équivalente

Dans l'approche monocouche équivalente, la variation des caractéristiques physicomécaniques selon l'épaisseur n'est pas un facteur déterminant du nombre d'équations, la plaque FGM est homogénéisée et considérée donc comme une seule couche.

Depuis le premier travail de Sophie Germain en 1815 sur les plaques minces en passant par les modèles du premier ordre de Love-Kirchhoff et de Reissner-Mindlin, de nombreux auteurs ont développé des théories de plaques à partir de cinématiques ou champs de contraintes plus raffinés. Nous passons en revue, dans ce qui suit, les principaux modèles.

6.1.1. Les modèles classiques Love-Kirchhoff (théorie classique des plaques stratifiées CLPT)

La théorie des plaques minces, ou théorie de Love-Kirchhoff, suppose que :

- le plan moyen (équivalent de la courbe moyenne des poutres) est initialement plan ;
- le feuillet moyen (équivalent de la fibre neutre des poutres) ne subit pas de déformation dans son plan ; on ne considère que le déplacement transversal w des points du feuillet moyen ;
- modèle de Kirchhoff : les sections normales au feuillet moyen restent normales lors de la déformation ; en conséquence, on peut négliger le cisaillement ;
- l'épaisseur est faible ; en conséquence, les contraintes dans le sens de l'épaisseur sont supposées nulles ;
- on reste en petites déformations.

Les modèles sont basés sur une distribution linéaire des déplacements dans l'épaisseur [12], [13]. L'hypothèse adoptée est celle de Love-Kirchhoff [14] de contraintes planes, les déformations dues aux cisaillements transverses sont négligées. La normale reste droite et est perpendiculaire à la surface moyenne après avoir été déformée, figure (9).

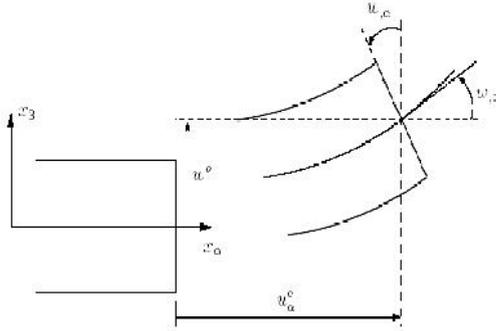


Figure 9. Cinématique de Love-Kirchhoff

Le champ de déplacements de Love-Kirchhoff s'écrit alors,

$$\begin{cases} u_r(x_1, x_2, x_3 = z) = u_r^0(x_1, x_2) - z w_{,r} & , r = 1, 2 \\ u_3(x_1, x_2, x_3 = z) = w(x_1, x_2) \end{cases} \quad (9)$$

avec,

u_a^0 : Le déplacement de membrane dans la direction x_a

w : La flèche de la plaque,

$w_{,a}$: La rotation due a la flexion (sans cisaillement).

6.1.2. Les modèles Reissner-Mindlin (théorie de déformation en cisaillement du premier ordre FSDT)

Pour introduire l'effet du cisaillement transverse, l'hypothèse cinématique Mindlin est adoptée: La normale reste droite mais non perpendiculaire à la surface moyenne (à cause de l'effet du cisaillement transverse).

Avec ce choix de la forme des champs de déplacements, les déformations transversales sont constantes en z . Les contraintes de cisaillement sont donc uniformes dans chaque couche et discontinues entre les couches. Cette mauvaise description oblige à introduire des coefficients correcteurs pour mieux prendre en compte, dans l'écriture de l'énergie, les effets de cisaillement transversal [15]. Les résultats obtenus dépendent essentiellement du choix empirique dans des situations complexes des coefficients correcteurs et l'étude des composites épais restes aléatoires par ce type d'approche cinématique. Ce modèle et aussi la Théorie de déformation en cisaillement du premier ordre (First order shear deformation theory FSDT).

Le champ de déplacements de Reissner-Mindlin s'écrit :

$$\begin{cases} u_r(x_1, x_2, x_3 = z) = u_r^0(x_1, x_2) - z w_{,r} \\ u_3(x_1, x_2, x_3 = z) = w(x_1, x_2) \end{cases} \quad (10)$$

avec,

$w_{,r}$: La rotation de la normale au plan moyen autour des axes x_r ,

$\chi_r^0 = (w_{,r} + w_{,r})$: La déformation de cisaillement transverse mesurée sur le plan moyen.

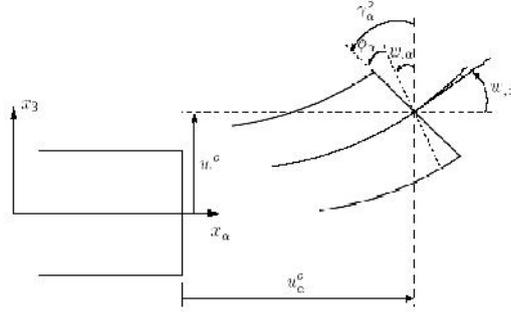


Figure 10. Cinématique de Reissner-Mindlin

6.1.3. La Théories D'ordre Elever

Les facteurs de correction du CT dépendent du nombre de couches ou de stratifications présentes dans une plaque ou une coque composite. Pour éviter d'utiliser ces facteurs, certains auteurs ont adopté des théories dites d'ordre supérieur où le champ de déplacements est en général défini par une série de Taylor de la forme :

$$u_i(x_1, x_2, x_3) = u_i^0(x_1, x_2) + zW_i^{0(1)}(x_1, x_2) + z^2W_i^{0(2)}(x_1, x_2) + z^3W_i^{0(3)}(x_1, x_2) + z^4W_i^{0(4)}(x_1, x_2) + \dots \quad (11)$$

Partons de ce principe, nous pouvons utiliser différents ordres, en fonction de la complexité du problème et de la précision souhaitée. La plupart des études sont basées sur un développement en 3ème ordre, assurant ainsi un niveau minimum de complexité. La valeur $\phi_j^{o(1)}$ détermine la nature de la théorie. Ainsi, la théorie du premier ordre de Reissner- Mindlin est obtenue en posant : $\phi_j^{o(i)}=0$ pour $j=2,3,4 \dots$

En principe, les modèles d'ordre supérieur sont plus précis que les modèles du premier ordre. La précision augmente avec l'ordre de développement, c'est à dire avec le nombre de paramètres supplémentaires. Cependant, les conditions aux limites sur les bords sont difficiles à satisfaire et le nombre de variables de déplacement indépendantes dépasse celui des modèles classiques. Pour réduire le nombre de paramètres de déplacement, plusieurs simplifications sont proposées. On impose souvent les conditions de nullité des contraintes de cisaillement transverse aux surfaces supérieure et inférieure de la plaque [16]. Le développement en série de Taylor est utilisé avec $W_i^{o(4)} = W_i^{o(2)} = W_i^{o(1)} = 0, W_i^{o(3)}, r = \{1,2\}$.

Le champ de déplacement devient :

$$\begin{cases} u_r(x_1, x_2, x_3 = z) = u_r^o(x_1, x_2) - z w_{,r} + f(z) \chi_r^o(x_1, x_2) \\ u_3(x_1, x_2, x_3 = z) = w(x_1, x_2) \end{cases} \quad (12)$$

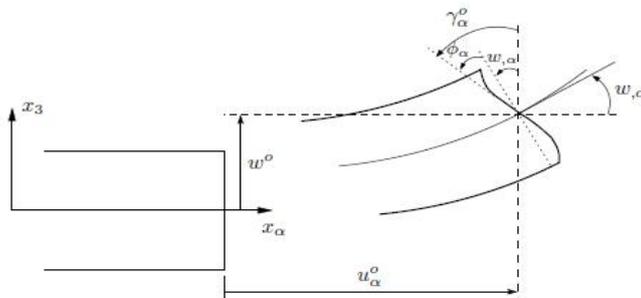


Figure 11. Cinématique de la théorie d'ordre supérieur.

Selon l'expression de la frontière de cisaillement $f(z)$, quelques modèles d'ordre supérieur se sont distingués dans la littérature. Nous citons en particulier :

- L'approche de Ambartsumyan [17] avec ;

$$f(z) = \frac{z}{2} \left(\frac{h^2}{4} - \frac{z^2}{3} \right) \quad (13)$$

- L'approche de Reissner [18], Panc et Kaczkowski avec ;

$$f(z) = \frac{5}{4} z \left(1 - \frac{4z^2}{3h^2} \right) \quad (14)$$

- L'approche de de Levinson [19], Murthy [20] et Reddy [21] avec ;

$$f(z) = z \left(1 - \frac{4z^2}{3h^2} \right) \quad (15)$$

Dans le modèle de [21], le champ de déplacement membranaire est cubique et le déplacement normal w est constant. Ce modèle donne une bonne approximation pour les contraintes de cisaillement transverse par rapport à la solution élastique tridimensionnelle. La distribution des contraintes de cisaillement transversal est parabolique suivant l'épaisseur. Les conditions aux limites sur les surfaces libres sont satisfaites.

- L'approche de Touratier [22] avec ;

$$f(z) = \frac{h}{f} \sin\left(\frac{z}{h}\right) \quad (16)$$

Touratier propose le modèle "sinus" qui est différent des autres modèles d'ordre supérieur puisqu'il n'utilise pas de fonction polynomiale. Une fonction trigonométrique sinusoïdale est donc introduite pour modéliser la répartition des contraintes de cisaillement suivant l'épaisseur. La fonction de cisaillement transverse s'écrit comme suit :

$$\begin{aligned} f(z) &= \frac{h}{f} \sin\left(\frac{fz}{h}\right) = \frac{h}{f} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{(2n+1)!} \left(\frac{fz}{h}\right)^{2n+1} \\ &= z \left(1 - \frac{f^2}{3!} \frac{z^2}{h^2} + \frac{f^4}{5!} \frac{z^4}{h^4} - \frac{f^6}{7!} \frac{z^6}{h^6} + \dots \right) \end{aligned} \quad (17)$$

Récemment, Afaq et al. [23] propose un modèle exponentiel avec une cinématique plus riche.

La fonction de cisaillement transverse est de la forme suivante :

$$f(z) = ze^{-2\left(\frac{z}{h}\right)^2} \quad (18)$$

Le choix de la fonction exponentielle permet un développement en puissance pair et impair de la variable z alors que la fonction "sinus" [22] ne permet qu'un développement en puissances impaires.

- L'approche de Aydogdu [24] avec ;

$$f(z) = zr^{\frac{-2\left(\frac{z}{h}\right)^2}{\ln(r)}} \quad r > 0 \quad (19)$$

h : étant l'épaisseur de la plaque FGM.

Il faut remarquer que les modèles issus d'une approche monocouche équivalente pressentent des contraintes de cisaillement transverse discontinues aux interfaces si les couches ont des propriétés différentes, même si la continuité du champ de déformation est assurée. Ceci présente un inconvénient sérieux lors de l'analyse locale à l'interface des structures multicouches (effets de bord sur les contraintes, délaminage . . .).mais pour le cas des matériaux FGM cette approche parait très appropriée, du fait que la variation des propriétés se fait continuellement selon l'épaisseur.

6.2. Approche par couche

Ces approches sont destinées justement à mieux décrire les effets d'interface pour les matériaux composites conventionnels. La Figure. II.20.a et les Equations (II.3) et (II.4) montrent aussi que cette approche est applicable pour les matériaux FGM. Ainsi différents modèles issus de l'approche par couche ont été proposés [25-26-27]. Le multicouche est subdivise en sous structures (correspondant en fait à chaque couche ou chaque ensemble de couches). On applique à chaque sous structure une théorie du premier ordre ou un modèle d'ordre supérieur, imposant un champ de déplacement vérifiant la continuité aux interfaces entre les différentes couches. Les modèles de ce type sont relativement coûteux (l'ordre des équations de comportement dépend du nombre de couche), mais ils permettent l'obtention de résultats plus précis, notamment en ce qui concerne le calcul des contraintes hors plan.

D'une manière générale, les modèles issus de l'approche par couche peuvent être classes en deux groupes :

- Les modèles couches discrètes ou chaque couche est considérée comme une plaque en imposant les conditions de continuité en déplacements ou en contraintes aux interfaces.
- les modèles zig-zag ou la cinématique satisfait à priori les conditions de contact est indépendante du nombre de couches. (Figures. 12.a et 12.b).

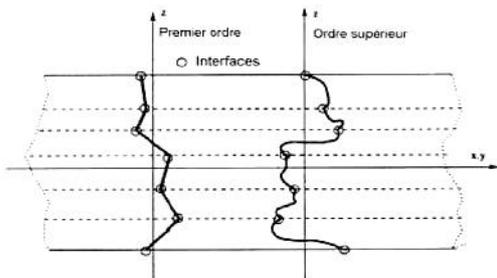


Figure 12.a. Champ de déplacements des modèles couches discrètes, approche cinématique. [20]

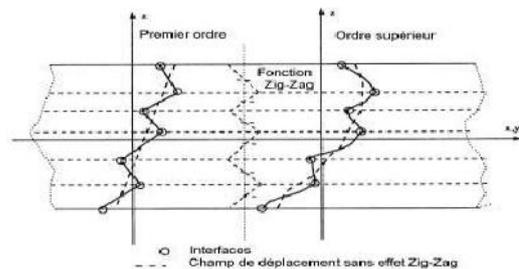


Figure 12.b. Champ de déplacements des modèles zig-zag, approche cinématique. [20]

Bibliographie

- [1] Yin, H.M., Sun, L.Z., and Paulino, G.H. (2004), Micromechanics-based elastic model for functionally graded materials with particle interactions, Acta Materialia, Vol. 52, pp. 3535–3543.
- [2] Hirai, T., and Chen, L., (1999), Recent and prospective development of functionally graded materials in Japan, Materials Science Forum, 308–311, pp. 509–514.

- [3] Chan, S.H., (2001), Performance and emissions characteristics of a partially insulated gasoline engine, *International Journal of Thermal Science*, Vol. 40, pp. 255–261.
- [4] Uemura, S., (2003), The activities of FGM on new applications, *Materials Science Forum*, 423–425, pp. 1–10.
- [5] Nguyen, V.T., (2004), Modélisation globale et locale des structures multicouches par éléments finis de plaques, Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [6] Müller, E., Drašar, C., Schilz, J., and Kaysser, W.A. (2003), Functionally graded materials for sensor and energy applications, *Materials Science and Engineering*, A362, pp. 17–39.
- [7] Qiu, J., Tani, J., Ueno, T., Morita, T., Takahashi, H., and Du, H. (2003), Fabrication and high durability of functionally graded piezoelectric bending actuators, *Smart Materials and Structures*, 12, pp. 115–121.
- [8] Liu, L.S., Zhang, Q.-J., and Zhai, P.C. (2003), The optimization design of metal=ceramic FGM armor with neural net and conjugate gradient method, *Materials Science Forum*, 423–425, pp. 791–796.
- [9] Paszkiewicz, B., Paszkiewicz, R., Wosko, M., Radziewicz, D., Sciana, B., Szyszka, A., Macherzynski, W., and Tlaczala, M. (2008), Functionally graded semiconductor layers for devices application, *Vacuum*, 82, pp. 389–394.
- [10] Watari F., Yokoyama, A., Omori, M., Hirai, T., Kondo, H., Uo, M., and Kawasaki, T. (2004), Biocompatibility of materials and development to functionally graded implant for bio-medical application, *Composites Science and Technology*, Vol. 64, pp. 893–908.
- [11] Delale, F., Erdogan, F., (1983), The crack problem for a nonhomogeneous plane. *ASME Journal of Applied Mechanics* 50, pp. 609–614.
- [12] Reissner, E., Stavsky, Y., (1961), Bending and stretching of certain types of hetero-geneous aelotropic elastic plate. *J. Appl. Mech.*, Vol. 28, pp. 402,408.
- [13] Ambartsumyan, S.A., (1969), *Theory of anisotropic plate*. Technomic Publishing Co.
- [14] Kirchhoff, G., *Über das gleichgewicht und die bewegung einer elastischen scheinbe.*, (1850), *Journal für reine und angewandte Mathematik*, Vol. 40, pp. 51, 88.
- [15] Whitney, J.M., (1973), Shear correction factors for orthotropic laminates under static loads. *J. Applied Mechanics*, Vol. 40, pp. 302-304.
- [16] Yin, H.M., Sun, L.Z., and Paulino, G.H. (2004), Micromechanics-based elastic model for functionally graded materials with particle interactions, *Acta Materialia*, Vol. 52, pp. 3535–3543.
- [17] Ambartsumyan, S.A. (1969), *Theory of anisotropic plate*. Technomic Publishing Co, 1969.
- [18] Reissner, E. (1945), The effect of transverse shear deformation on the bending of elastic plates. *J. Appl. Mech.*, Vol. 12, pp. 69-77.
- [19] Levinson, M. (1980), An accurate simple theory of the statics and dynamics of elastic plates. *Mechanics Research Communication*, Vol. 7, pp. 343-350.
- [20] Murthy, M.V.V. (1981), An improved transverse shear deformation theory for laminated anisotropic plate. *Rapport technique*, NASA.
- [21] Reddy. J.N. (1987), A generalization of two-dimensional theories of laminated composite plates. *Commun. Appl. Numer. Methods*, Vol. 3, pp. 173{180.
- [22] Touratier, M. (1991), An efficient standard plate theory. *Engng Sci*, Vol. 29, No. 8, pp. 901-916.
- [23] Afaq, K.S., Karama M., & Mistou S., (2003), Un nouveau modèle raffine pour les structures multicouches. In *Comptes-rendus des 13emes Journées Nationales sur les Composites*, pp. 289-292. Strasbourg.
- [24] Aydogdu, M. (2005), Vibration analysis of cross-ply laminated beams with general boundary conditions by Ritz method, *International Journal of Mechanical Sciences* Vol. 47, pp. 1740–1755.
- [25] Chabot, A. (1997), Analyse des efforts a l'interface entre les couches des matériaux composites à l'aide de modèles multiparticulaires de matériaux multicouches. PhD thesis, ENPC.
- [26] Carrera. E. (2000), An assessment of mixed and classical theories on global and local response of multilayered orthotropic plates. *Composite structures*, Vol. 50, pp. 183,198.
- [27] K.S. Afaq, M. Karama & S. Mistou. Un nouveau modèle raffine pour les structures multicouches. In *Comptes-rendus des 13 emes Journées Nationales sur les Composites*, pages 289-292. Strasbourg, March 2003.

Revue exhaustive sur les méthodes et procédés de renforcement des sols par : liant hydraulique et fibres synthétiques.

Boutouba Kheira¹, Djafar Henni Ahmed², Arab Ahmed¹

¹ Laboratoire des sciences des matériaux et environnement, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie

² Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie
(kheira-m2@hotmail.fr)

Résumé :

Dans cette communication, nous présentons une revue exhaustive sur les méthodes et procédés de renforcement des sols par des liants hydrauliques ou par des renforts associés à des fibres synthétiques tels que : fibre de verre, fibre de carbone, fibre de bore, aramide etc..

Il y a lieu de voir comment ces types de liants ou renfort peuvent contribuer dans l'amélioration de la résistance des sols tout en tenant compte de la faible résistance de la matrice composite.

Il apparaît que dans la littérature, plusieurs chercheurs ont entrepris cette combinaison de matériaux composites (sols-fibre-ciment), en utilisant un appareillage expérimental approprié (Essai Triaxial), de façon à étudier les paramètres intrinsèques de ces matériaux composites tels que : contraintes de confinement, densité relative D_r (%) du sable, pourcentage de fibres, pourcentage de ciment, température de durcissement du ciment et le temps de cure (jours).

Les résultats montrent de bonnes performances mécaniques enregistrées lorsque les : % de ciment et le % de fibres augmentent progressivement.

Par contre la validation des résultats expérimentaux en prenant des modèles numériques étant faiblement étudiée dans la littérature actuelle ce qui dénote toutefois nos objectifs visés dans notre travail de doctorat.

Mots –Clés : ciment, chaux, renfort de fibres, essai triaxial, résistance au confinement, traitement des sols.

I- Introduction

Le renforcement de sols en place demeure un secteur d'activité important dans le domaine de la géotechnique. Il vise à améliorer les qualités mécaniques du sol en augmentant sa résistance, en réduisant sa perméabilité et en contrôlant sa déformabilité. Plusieurs possibilités sont envisageables telles que la densification, le traitement par des liants hydrauliques et l'incorporation dans le sol des structures de renforcement. L'intérêt est alors de trouver des solutions fiables, sans danger, peu coûteuses, et rapides à mettre en œuvre. D'un autre côté, le développement de l'activité humaine impose sur beaucoup d'ouvrages existants, une augmentation des charges appliquées et des vibrations excessives, ce qui raccourcit leurs durées de vie.

II- Différents types de renforcement :

Les différentes techniques de renforcement de sol ont été élaborées pour les besoins et les nécessités de l'ouvrage à renforcer, pour améliorations des caractéristiques intrinsèques des sols par incorporation d'éléments de renforcement peut être obtenue, soit par des procédés physico-chimiques, techniques qui consiste à traiter les sols par l'ajout des liants comme par exemples le chaux ou le ciment, soit par association à la terre de matériaux possédant de meilleures caractéristiques mécaniques. Les principales fibres synthétiques actuellement utilisées comme renforts sont les fibres de verre, d'aramide et de carbone. D'autres fibres sont également commercialisées mais restent peu utilisées du fait de leur mise en œuvre plus complexe et de leur coût plus élevé: fibres multibrins

Revue exhaustive sur les méthodes et procédés de renforcement des sols par : liant hydraulique et fibres synthétiques.

de carbure de silicium, d'alumine et de silice; mono filaments de grand diamètre de carbure de silicium ou de bore obtenus par dépôt chimique en phase vapeur; whiskers de carbure ou de nitrure de silicium, fibres thermoplastiques (polyéthylène, polyester saturé)...

II.1 Les liants :

Les liants sont des produits chimiques (bitume, ciment) ou des sous produits industriels (laitier, cendre-volantes) qui confèrent aux matériaux traités avec eux quelques performances mécaniques désirables.

II.1.1 Liant hydraulique :

✓ **le ciment :** Les liants hydrauliques sont des poudres fines constituées de sels minéraux anhydres réactifs qui se transforment en présence d'eau en un matériau solide, véritable roche artificielle [6].

Le terme ciment désigne plusieurs catégories de produits, chacune étant définie par sa composition et des classes caractérisant les résistances mécaniques atteintes à des échéances données après le début de l'hydratation. Selon la norme française NF P 15-301 [7], les ciments sont regroupés en cinq types principaux : le ciment Portland (type I), le ciment Portland composé (type II), le ciment de haut Fourneau (type III), le ciment pouzzolanique (type IV) et le ciment au laitier et aux cendres (type V).

✓ **La chaux :** l'utilisation de la chaux dans la stabilisation des sols est connue depuis l'antiquité. Elle a été utilisée comme stabilisant de la chaussée par les Romains et d'autres civilisations anciennes (Jarrige, 1989). La chaux est une matière généralement poudreuse et de couleur blanche, obtenue par décomposition thermique du calcaire. Chimiquement, c'est un oxyde de calcium avec plus ou moins d'oxyde de magnésium, mais la désignation usuelle de chaux peut englober différents états chimiques de ce produit. On les distingue notamment dans le langage courant par rapport à leurs utilisations dans la construction :

- La chaux vive est le produit direct de calcination du calcaire, principalement de l'oxyde de Calcium (CaO).

- La chaux aérienne, ou chaux éteinte, est obtenue par la réaction de la chaux vive avec de l'eau. Elle est constituée surtout d'hydroxyde de calcium (Ca(OH)₂). Elle est dite « aérienne », car elle réagit avec le CO₂ de l'air.

- La chaux hydraulique contient en plus des silicates et des aluminates, car elle provient de calcaires argileux. Elle est appelée « hydraulique » parce qu'elle durcit en présence d'eau.

II.2 Les fibres synthétiques :

Ce sont des renforts arrangés dans une matrice de sol à caractéristiques mécaniques médiocres dont on cite quelques une utilisées dans le domaine de l'Ingénierie.

II.2.1 Fibre de verre :

Généralement obtenue à partir de sable (silice) et d'additifs (alumine, carbonate de chaux, magnésie, oxyde de bore), les fibres de verre constituent le renfort essentiel des composites de grande diffusion.

On peut distinguer trois types de fibres :

- E : pour les composites de grande diffusion et les applications courantes ;
- R : pour les composites hautes performances ;
- D : pour la fabrication de circuits imprimés (propriétés diélectriques).

Revue exhaustive sur les méthodes et procédés de renforcement des sols par : liant hydraulique et fibres synthétiques.

Elles présentent une résistance à la rupture élevée; une masse volumique faible (voisine de 2,5); une rigidité relativement moindre d'autres renforts; une bonne inertie chimique en milieu neutre ou acide (améliorée pour les fibres de carbone) mais une dégradation rapide en milieu basique (à l'exception de fibres particulières développées pour renforcer les bétons). Au plan électrolytique, elles sont parfaitement isolantes. On distingue trois types de fibres :

II.2.2 Fibre de carbone :

C'est la fibre la plus utilisée dans les applications à hautes performances. Elle est obtenue par carbonisation de la fibre de PAN (Polyacrylonitrile).

Les fibres de carbone se différencient par le taux de carbone plus ou moins élevé qui modifie les allongements et les contraintes à la rupture et les modules d'élasticité.

Les composites ont une résistance mécanique très grande aussi bien en traction qu'en compression et par suite en flexion et une grande rigidité pour une masse volumique faible. Ils possèdent une très bonne tenue en température en atmosphère non oxydante et une bonne tenue chimique à la température ambiante.

Selon la température de combustion, on distingue deux types de fibres :

- Fibres haute résistance (HR) : pour une combustion de 1000 à 1500 °C ;
- Fibres haut module (HM) : pour une température de combustion de 1800 à 2000 °C.

II.2.3 Fibre d'aramide :

Les fibres d'aramides, obtenues par fibrage d'une solution sulfurique concentrée d'un haut polymère aromatique, possèdent une grande résistance à la rupture, associée à une très faible densité (environ 1,45) utilisées pour les câbles et les gilets pare-balles. Comme dans le cas des fibres de carbone, on peut créer des fibres haut module ou haute résistance employées dans le renforcement pour les composites hautes performances, ces dernières présentant une bonne résistance à l'impact et permettant par exemple la réalisation de blindage.

II.2.4 Fibre de bore :

Ce sont des fibres de haut module et insensibles à l'oxydation à hautes températures, elles sont obtenues par dépôt en phase gazeuse sur un substrat en tungstène.

II.2.5 Fibre de silice :

Elles sont produites comme le verre, par fusion, et sont essentiellement utilisées pour leur haute tenue chimique et thermique dans les tuyères pour moteur de fusée.

III. Concept de base du Renforcement :

La base du concept de mélange du sol avec ces types de renforts, a été posée il y a plus de 50 ans dans les États-Unis, mais l'objet principal de la recherche, les techniques et concept pour le mélange du sol moderne de la technologie ont été élaborés et utilisés au Japon et de la Suède, au cours des cinq dernières décennies pour ne citer les travaux de **Bruce et al(2000)** .

Des études approfondies ont été menées sur la stabilisation de sols à l'aide d'additifs divers comme le ciment, la chaux, cendres volantes, les déchets industriels, la chaux-cendres volantes de ciment mélangé, ainsi que la poussière de four à ciment, émulsions de bitume et polymère de stabilisants, dont le but est d'améliorer l'ingénierie Propriétés de sol ayant une teneur en eau élevée. Parmi ces chercheurs on peut citer les travaux de : Consoli et al. (2010), Haeri et al. (2005a), Marri et al. (2010), Schnaid et al. (2001), Akpokodje (1985), Walker (1995).

Revue exhaustive sur les méthodes et procédés de renforcement des sols par : liant hydraulique et fibres synthétiques.

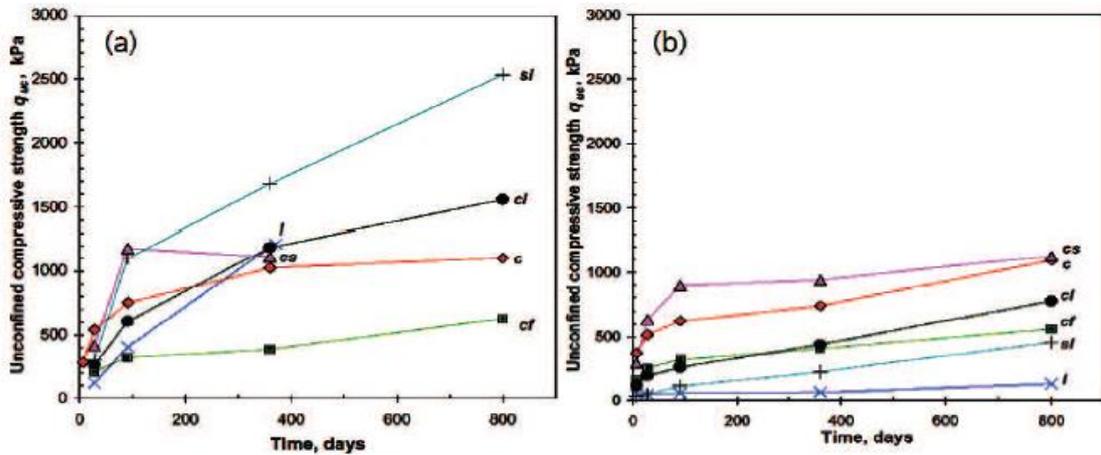


Figure 1. Exemples de variation de résistance mesurée avec le temps après mélange Loftabro pour (a) de l'argile et (b) avec de l'argile de Linköping le ciment, la chaux et divers liants composite (50:50). c = ciment, l = chaux, s = scories, f = cendres volantes, Binder quantité 100 kg/m^3 (Ahnberg, 2005).

Les résultats obtenus par Babasaki et al. (1996) et Ahnberg (1996), voir figure 1, a montré que l'augmentation de résistance des sols mous avec le temps après la stabilisation est régie par un certain nombre de facteurs tels que le type et la quantité de liant, le mélange d'effort, de la température et les facteurs de contraintes pendant le durcissement.

III.1 L'effet de la teneur en ciment:

Plusieurs chercheurs Eathcote, 1994), (Walker, 1995, 1995), Huang et al (1998) ont montré la contribution de la teneur en ciment dans l'évolution de la résistance des sols .

Exemple dans la figure 2, des essais réalisés par Schnaid et al.2001) à l'aide l'essai triaxial non drainé, ont montre une forte augmentation du déviateur sur un mélange de sable –ciment à divers pourcentage de ciment (0,1%, 3% et 5%).On voit que le déviateur augment jusqu'à un pic de 1400 kPa pour un taux de 5% de ciment.

En outre la déformation volumique des mélanges sable-ciment indique des valeurs négatives pour des déformations de 1% puis légère augmentation au-delà de 2% de déformation .

Revue exhaustive sur les méthodes et procédés de renforcement des sols par : liant hydraulique et fibres synthétiques.

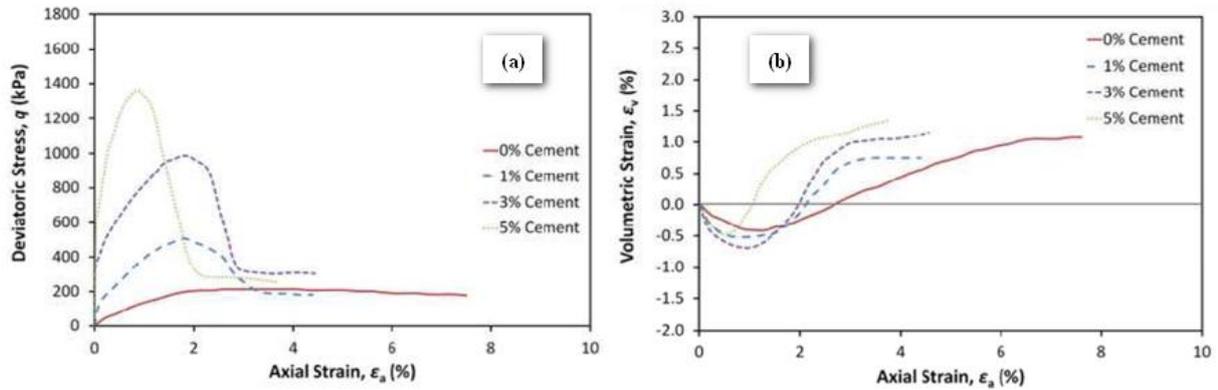


Figure 2. réponse triaxial pour le sable artificiellement cimenté avec diverses teneurs en ciment, cisailant sous une pression de confinement de 60 kPa (Schnaid et al., 2001)

IV.1.2 L'effet de la densité :

Les effets de la densité ont été menés par plusieurs chercheurs en l'occurrence : Garber (1953) Fuchtbauer Reineck (1963) Terzagui(1995), Krumbein (1959), Brauckhoff (1969).

Si on cite les travaux les plus récents menés par Umesha,T.S.et al(2009), la figure 3 ci-dessous indique la variation de la densité sèche (d) en fonction de la teneur en eau (W%) des mélanges de sol-ciment. Le sol, c'est une argile mélangé à des taux de ciment variables (0% , 1%, 2%, 3% , 5%). On voit clairement l'effet de la densité sèche sur les mélanges où la valeur de la densité varie de 17.9 kN/m^3 (0% C) à 18.7 kN/m^3 (5% C) à une teneur en eau maximale $W_{max}= 13\%$.

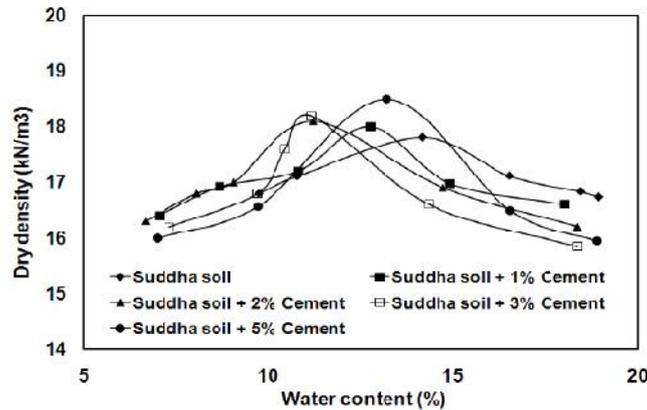


Figure 3. Compaction courbe du sol Shuddh avec du ciment. Umesha,T.S.et al(2009)

IV.1.3 L'effet du durcissement :

L'effet du durcissement du ciment a été cité par plusieurs chercheurs, développant des théories et activant dans le domaine de recherche expérimental. On cite à cet effet : Clare et al. 1954, Hashimoto et al. 2009, (Hirabayashi et al. 2009) et (Kitazume et Nishimura 2009), (Horpibulusk et al. 2003; Åhnberg et al. 2003), La température de cure joue un rôle très important dans le développement de la résistance. Une température plus élevée de l'environnement engendrera un développement plus rapide, tandis qu'une faible température ralentira au contraire le processus de prise. Les résultats sont très variables selon le type de liants utilisés, mais pour des températures inférieures à 0°C , il est admis que le processus de prise ne se déclenche pas (Kido et al. 2009).

La figure 4 montre de ce fait comment progresse la résistance en compression non confinée quand le temps de cure augmente. Umesha et al.(2009) a indiqué les sols –ciment, présentent de bonnes résistance pour des cures

au-delà de 6 jours . Des valeurs de 1000 kPa ont été enregistrés pour un sol-argileux à 5% de ciment et une cure de 14 jours.

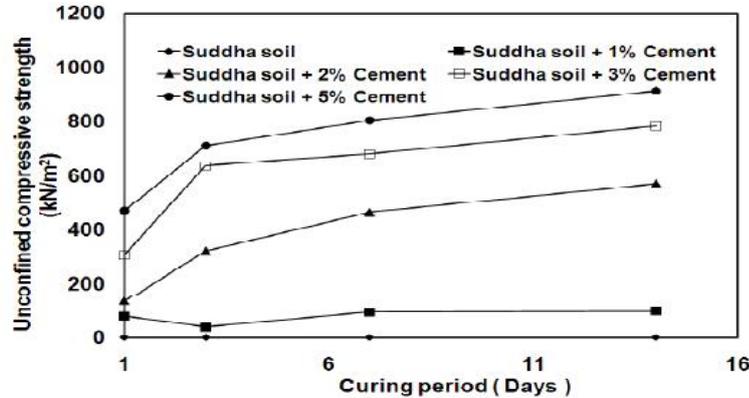


Figure 4. Effet du durcissement d'un sol-ciment Umsha,T.S.et al(2009)

IV.1.4 Pression de confinement :

La pression de confinement étant un facteur très utile dans l'évolution de la résistance des mélanges sol-ciment .

Plusieurs travaux ont été réalisés dans ce contexte par plusieurs chercheurs dont on cite les plus récents : Leroueil et al (1990) et Coop et al (1993), Asghari et al. (2003) Marri (2010).

Dans la littérature la plus récente, on cite les travaux de recherche de Marri (2010) voir figure 5 . Ceci montre la variation du déviateur q (kPa) et de la variation volumique ϵ_v (%) en fonction de la déformation d'un sable cimenté dosé à 10 % de ciment Portland , et écrasé à différents valeurs confinement à l'essai triaxial : 1,4, 8 et 12 MPa .

Il apparait ainsi que le déviateur présente un pic de 30 MPa à 5% de déformation (12MPa) puis devient quasiment constant au-delà de 5% de déformation . En outre la déformation volumique des sols-ciment , montre des valeurs positives pour des confinements de :4 ,8 et 12 MPa . Pour une contrainte de 1MPa , on constate de valeurs négatives de variations volumiques à moins de 2% de déformation axiales .

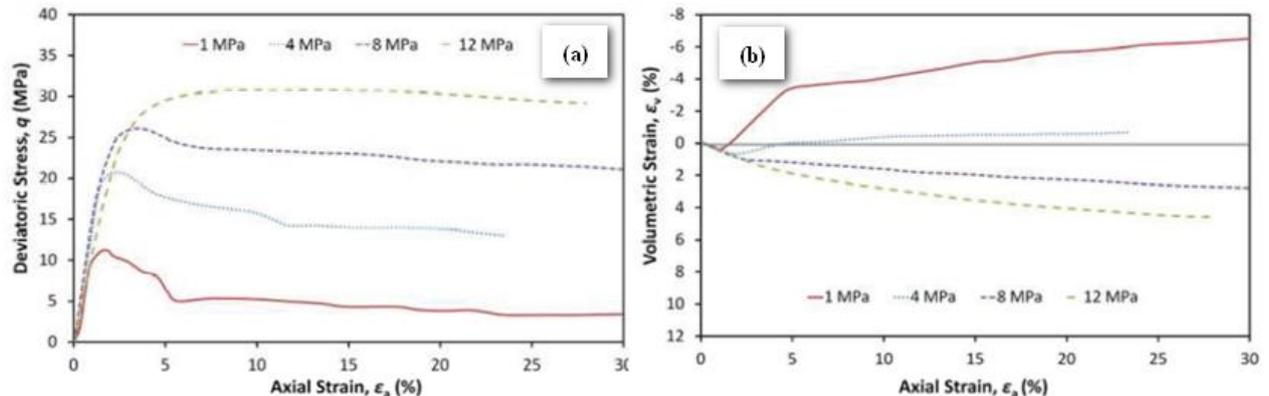


Figure 5. Réponses triaxial de sable avec 10 % de ciment Portland, cisailés à différents taux de confinement : 1, 4,8 12 MPa .

V. Comportement sable cimenté avec l'inclusion de la fibre de verre :

L'addition des fibres de verre peuvent être utilisés comme matériaux de renfort pour aider le sol à conserver t leur force. L'absence de plans de faiblesse potentielle a été confirmée dans leur recherche comme l'un des principaux avantages des fibres distribués au hasard (aléatoires) , Maher et all (1990). La fibre renfort augmente la résistance au pic et résiduelle, et modifie le comportement fragile de sol cimenté à un plus ductile, Consoli et al. (1998).

Nous rappelons ci-dessous quelques travaux réalisés sur les effets de la teneur en fibre et de la densité sur les composites sable-ciment.

V.1 L'effet de la teneur en fibre sur le comportement du sable cimenté :

Les travaux réalisés par Consoli et al. (2010) montrent des évolutions progressives dans l'amélioration des sols composites en injectant une quantité de ciment.

Consoli et al. (2010) ont effectués des essais sur des sols compostes sols-ciment à partir d'essais en compression simple. Ceux ci sont présentés dans la figure 6 ci-dessous, montrant les variations de la résistance en compression sur un sol- fibreux disposés de façon aléatoire dans le sol avec des longueurs variables avec un dosage de 0.25 % (0, 6mm, 12mm, 20mm), et de 1% de ciment.

Les résultats obtenus montrent que la résistance en compression est très améliorés avec (0.25 Fibre, 1% Cimen) et atteignent des valeurs de 120 kPa avec des longueurs de fibre de 20 mm .

Par contre dans la figure 7 , indique l'évolution de la résistance non confinée en fonction de la teneur en fibre de verre (2% ,3% ,4%) et de ciment (10% ,15% , 20%), réalisée dans des temps de cure constants de 14 jours .

Ces travaux ont été réalisés par Ali Ate ,2016 ; Sadek S et al, 2013 , montrent de façon très claires que les sols composites préparés avec 20% de ciment et 4% de fibre de verre conservés à 10 jours de cours montrent un comportant très résistant ($\sigma_{pic} = 14.5$ kPa) en comparaison avec les faibles valeurs enregistrées avec 10% de ciment + 2% Fibres de verre ($\sigma_{pic} = 10.2$ kPa) .

Le comportement des spécimens avec la teneur en ciment supérieur est plus fragile par rapport aux spécimens ayant de faibles teneurs en ciment. Toutefois, la fragilité diminue avec l'inclusion des fibres et la capacité d'absorption d'énergie a augmenté à mesure que la teneur en fibres et longueur a augmenté.

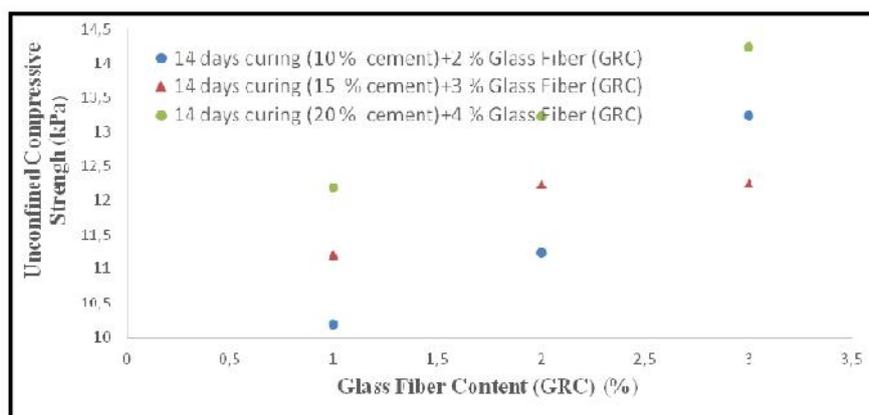


Figure 7. Effet de ciment et contenu de fibre de verre sur la résistance en compression simple 14 jours du temps de durcissement. Ate , A.(2016).

V.2 L'effet de la densité relative Dr:

La densité relative est un paramètre très important dans la caractérisation des sols composites.

Plusieurs travaux ont été réalisés sur les matériaux composites incluant les fibres de verre, ciment ou autres ajout afin de vérifier l'effet de la densité relative Dr (%) = $\frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}}$ avec e_{max} , e_{min} et e sont respectivement les indices des vides max, min et moyen des sables.

Dans la figure 8, une étude très récente étant réalisée par Mali,S., Singh, B.(2013) sur les sables –fibre de verre à densité relative variable (Moyennement dense $Dr= 50\%$ et dense à $Dr= 65\%$ et 82% °, effectuée à l'essai triaxial. Celui-ci montre que pour des dosages en fibre de 1% et 4%, le déviateur q (kPa) montre de bonnes performances mécaniques très élevées lorsque le sable est plus compact ($Dr= 82\%$) et dosé à 4% en fibre de verre. Les valeurs du déviateurs atteignent 2500 kPa courbe (b) ($Dr= 82\%$, %F= 4%) en comparaison avec ($Dr= 50\%$, %F= 1%) courbe (a)

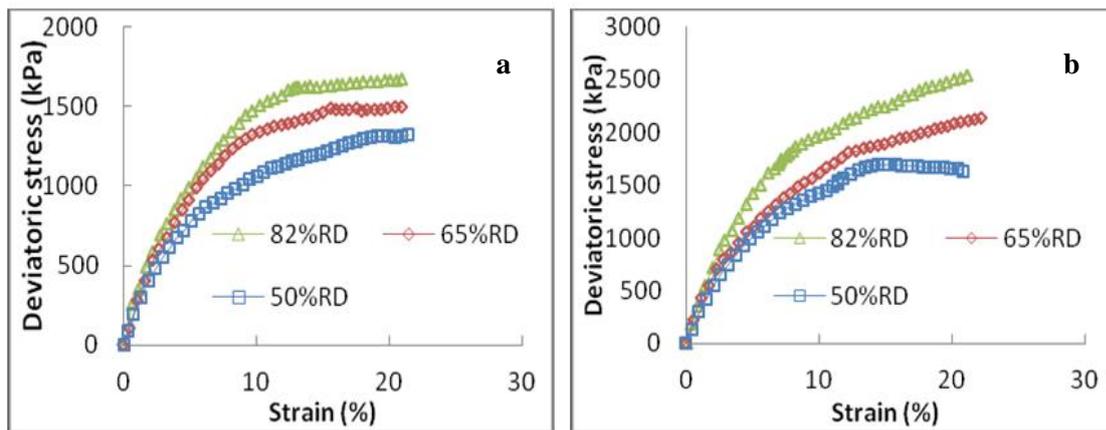


Figure 8. Contrainte Déviatorique vs. Déformations axiales pour diverses BS+1%Fibres et BS+4%Fibres à $Dr= 50\%$, 65% , 82% . $\sigma_c = 400$ kPa. Mali,S., Singh, B.(2013).

VI. Conclusion :

A la base des travaux menés par plusieurs chercheurs dans les domaines de la géotechniques, les études concentrées sur les sols composites : sol-ciment-fibres ont été bien développées dans la littérature récente où on cite plusieurs travaux réalisés par Consoli et al. (2013) dans cette dernière décade.

On note que les effets de la résistance au confinement, le pourcentage de fibre, la densité relative et autres facteurs tels que le durcissement des ciment de température, ont été très sollicitées dans la littérature actuelle et ont apportés de gain d'amélioration de résistance dans les sols instables et de qualité médiocres aux fondations et sols supports.

Une partie théorique et numérique sur les sols composites (sol-fibre-ciment) est une étape cruciale quant à l'achèvement des tests conduits dans la partie expérimentale telle que (essais cisaillement et triaxial).

Bibliographie

- [1] Mander, J. B., Priestley M. J. N. and Park R. (1988), Theoretical stress-strain model for confined concrete, *J. Struct. Eng.*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- [1] Leroueil, S., & Vaughan, P. R. (1990). The General and Congruent Effects of Structure in Natural Soils and Weak Rocks. *Geotechnique* , 40 (3), 467-488.
- [2] Huang, J. T., & Airey, D. W. (1998). Properties of artificially cemented carbonate sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , 124 (6), 492-499.
- [3] Haeri, S. M., Hamidi, A., Hosseini, S. M., Asghari, E., & Toll, D. G. (2006). Effect of cement type on the mechanical behavior of a gravely sand. *Geotechnical and Geological Engineering* , 24 (2), 335-360.
- [4] Schnaid, F., Prietto, P., & Consoli, N. (2001). Characterization of Cemented Sand in Triaxial Compression. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , 127 (10), 857-868.
- [5] Coop, M. R., & Atkinson, J. H. (1993). The Mechanics of Cemented Carbonate Sands. *Geotechnique* , 43 (1), 53-68.
- [6] Marri, A. (2010). The Mechanical Behaviour of Cemented Granular Materials at High Pressures (PhD Thesis). University of Nottingham.
- [7] Clough, G., Sitar, N., Bachus, R., & Rad, N. (1981). Cemented Sands under Static Loading. *Journal of Geotechnical Engineering* , 107, 799-818.
- [8] Akpokodje EG. (1985). The stabilization of some arid zone soils with cement and lime. *Quarterly Journal of Engineering Geology London*, Vol. 18, 173-180.
- [9] Walker, P. Strength.(1995). Durability and Shrinkage Characteristics of Cement Stabilised Soil Blocks. *Cement & Concrete Composites*, 17, 4, pp. 301. 310.
- [10] Bahar R, Benazzoug M, Kenai S. (2004). Performance of compacted cement stabilised soil. *Cement and Concrete Composites*. Elsevier Applied Science Publishers, U.K., Vol. 25, No 6, pp 633-641.
- [11] Houben H, Guillaud H.(2006). *Traité de construction en terre*. CRATerre, Edition Parenthèse, Marseille, France, , 355 p.
- [12] Heathcote, K, and Piper R.(1994). Strength of Cement Stabilised Pressed Earth Blocks with Low Cement Contents. *J. Proc. Roy. Soc. New South Wales*, vol. 127, pp. 33-37.
- [13] Baruah ,H.(2015) Effect of glass fibers on red soil. *International journal of technology in engineering and science* ,vol.NO.3 PP.217-223.
- [14] Benessalah ,I., Arab ,A., Villard ,P., Sadek , S.,Kadril , A. (2015). Laboratory Study on Shear Strength Behaviour of Reinforced Sandy Soil: Effect of Glass-Fibre Content and Other Parameters. *Journal of Geotechnical Engineering*
- [15] Mali,S., Singh, B.(2013). Strength behaviour of sand reinforced with glass fibres. *SAITM Research Symposium on Engineering Advancements*.

Revue exhaustive sur les méthodes et procédés de renforcement des sols par : liant hydraulique et fibres synthétiques.

- [16] Marandi M, Bagheripour H, Rahgozar R, Zare H.(2008). Strength and ductility of randomly distributed palm fibers reinforced silty-sand soils. *Am J Appl Sci*;5:209–20.
- [17] Jiang, H., Cai, Y. & Liu, J. (2010). Engineering properties of soils reinforced by short discrete polypropylene fiber. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22, No. 12, 1315–1322.
- [18] Maher H, Ho C.(1994). Mechanical properties of kaolinite/fiber soil composite. *J Geotech Eng*;120:1381–93.
- [19] Maher H, Ho C.(1993). Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads. *Geotech Test J* ;16:330–8.
- [20] Consoli C. N., Prietto D. M., Ulbrich L. A. (1998). Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124, 1211–1214.
- [21] Prabakar J., Sridhar R. S.,(2002). Effect of random inclusion of sisal fibre on strength behaviour of soil, *Construction and Building Materials*, 16, 123–131.
- [22] Michalowski R. S., Cermak J.(2002). Strength anisotropy of fiber reinforced sand, *Computers and Geotechnics*, 29, 279– 299.
- [23] Diambra A., Russell A. R., Ibraim E., Muir Wood D.(2007). Determination of fibre orientation distribution in reinforced sands, *Géotechnique*, 57, 623–628.
- [24] Reza Noorzad, R., and Seyed Taher Ghoreyshi Zarinkolaei . (2015). Comparison of Mechanical Properties of Fiber-Reinforced Sand under Triaxial Compression and Direct Shear. *Geosci.* 1:547–558
- [25] Consoli NC, Cruz RC, Floss MF.(2010). Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*;136(5):759e63.
- [26] Sadek S., Najjar S., Abboud A.(2013). Compressive Strength of Fiber-Reinforced Lightly-Cement Stabilized Sand Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
- [27] Ate , A.(2016). Mechanical properties of sandy soils reinforced with cement and randomly distributed glass fibers (GRC). 2016.04.049.
- [28] Asghari, E., Toll, D., & Haeri, S. (2003). Triaxial behaviour of a cemented gravelly sand, Tehran alluvium. *Geotechnical and Geological Engineering* , 21 (1), 1-28.
- [29] Marri, A. (2010). The Mechanical Behaviour of Cemented Granular Materials at High Pressures (PhD Thesis). University of Nottingham.

Etat des connaissances relevant sur les aspects physico-mécaniques des sols renforcés par : fibres synthétiques –résidus de clinker –émulsion de bitume.

BENYAHIA Ahmed Bilal¹, DJAFAR HENNI Ahmed¹

¹Laboratoire de Structures, Géotechnique et Risques, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie
E-mail : benyahia.ahmedb@gmail.com,

Résumé (10 pt)

A travers cette communication, nous présentons un état de connaissance diversifié sur les concepts de renforcement liés à l'engineering en l'occurrence sur les matériaux composites : sols-fibre ; sol-ciment ou sol-bitume.

La région de Chlef et ses zones limitrophes ont subi des séismes répétés de magnitudes modérées à fortes .On peut citer de ce fait le séisme de 1954(ex Orléansville) de magnitude 5.4 et celui du 10.10.1980 (ex El-Asnam) de Magnitude 7.2 à l'échelle de Richter .Ces séismes destructeurs ont provoqués plusieurs dégâts d'ordre matériels et humains dont leurs répercussions sur le terrain ont permis de répertorier plusieurs anomalies liées à la géologie locale et régionale (sols médiocres de l'Holocène) entraînant des glissement de terrain, des affaissements et des tassements d'ensembles de fondations.

Le but de ce travail est de nous permettre de présenter un état des connaissance et de bien cerner les investigations liées au phénomène de renforcement des sols par adjonction de fibres synthétiques, résidus de clinker ou par des émulsions de type cationique à l'effet d'assurer de bonnes liaisons inter- particules solides donc de bonnes améliorations de résistances.

Mots –Clés : cisaillement, liquéfaction, instabilité des sols en pentes, fibre de verre, émulsion cationique, poussière de clinker.

1. INTRODUCTION :

Depuis l'antiquité, la terre est toujours en évolution et constamment pour des nombreuses raisons ont conduit à former ce que nous voyons maintenant sur la surface de terre en générale, des continents; des îles; des rivières; des montagnes et des fissures sur le sol, résultant des mouvements de la terre à cause d'afflux d'une énorme quantité d'énergie accumulée depuis des dizaines ou des centaines d'années sous forme des volcans et des tremblements de terre.

Ces énergies libérées se propagent sous forme des laves volcaniques ou des secousses sismiques, qui provoquent des vibrations à la surface de la terre par la fraction des roches en profondeur. Conduisent de grandes catastrophes naturelles par : destruction des structures et de pertes de vie humaines ; dans un temps très court (font peser de graves menaces sur les populations, et semer la mort en détruisant les habitations, les édifices publics, les ponts, les barrages et provoquant des glissements de terrains, ...), en fonction de sa force, sa période et de zone de présence.

Nous appelons une zone active si elle est situé (dans une région plus tectoniquement et sismiquement active) sur une faille entre deux plaques tectoniques, chacune sa direction de mouvement et la collision entre eux conduit vers une secousse terrestre, ces derniers sont appelés tremblements de terre ou séisme (vibration de la surface de la Terre) ou série de secousses plus ou moins violentes du sol. 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 ou très destructrices. Pour une année le nombre de séismes est estimé à environ un million, toute fois la plupart d'entre eux sont trop faibles pour être ressentis. [1]

Au cours de l'histoire géologique , l'Algérie a connu plusieurs séismes de forte magnitude, qui ont généré parfois des pertes humaines et matérielles importantes [2] ; Parce que une grande partie du Nord de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques dont les effets sont catastrophiques résultant de la déformation tectonique entre deux plaques :les plaques Africaine et Eurasiatique. [1]

Le plus puissant tremblement de terre de l'histoire enregistré en Algérie est celui qui se produisit à El Asnam (Chlef) le 10 octobre 1980. Sa magnitude a atteint 7,3 sur l'échelle de Richter et a fait 2600 victimes.

Les conséquences engendrées par les séismes sont très variées et touchant les sols en pente (glissement de terrain), la liquéfaction des sols saturés, les déformations (horizontales et verticales) dans les infrastructures routières et ferroviaires ainsi que les barrages de capacité importante. Nous pouvons citer à cet effet les séismes de Chlef (ex-El-Asnam du 10/10/1980) et celui de Boumerdès (21/05/2003). De nos jours le phénomène de liquéfaction le plus important phénomène de la dynamique de sols, et un sujet classique de la mécanique de sols [3], cet effet leurs conséquences sont très sévères comme la perte totale de la portance du sol c-à-d une perte de résistance des sols sous une secousse sismique ; un tassement important ; éboulement ; mouvement latéral (glissement de terrain)...etc.

Le premier qui a utilisé le terme de liquéfaction c'est le chercheur Hazen pour expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, il a expliqué ce phénomène par une concentration de pression induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque ceci se produit rapidement, l'eau contenue entre les pores est mise sous pression. En outre, le phénomène de liquéfaction est connu sous le nom de liquéfaction statique ou cyclique, il est caractérisé par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du massif du sol.

Terzaghi a employé le terme « spontaneous liquefaction » ou liquéfaction spontanée pour décrire le changement soudain de dépôts de sables d'un état solide à un état liquide, sous l'effet d'une légère perturbation.

C'est un phénomène d'instabilité caractéristique de matériaux granulaires, la nature catastrophique de ce type de défaillance a suscité l'intérêt de nombreux chercheurs et un travail considérable a été réalisé pour évaluer la liquéfaction sensible, Castro a constaté qu'une soudaine augmentation de la pression de l'eau interstitielle induite par cisaillement monotone dans des conditions non drainées conduisent à la liquéfaction de la couche de sable [3].

Donc un matériau sans résistance au cisaillement se comporte comme un liquide, d'où le terme «Liquéfaction » du sol et les sables propres lâches, sont réputés pour être les sols les plus sensibles au ce phénomène [2].

Le phénomène de liquéfaction a fait de nombreux dégâts à travers le monde peut entraîner la destruction partielle ou totale des constructions, voire la perte de vies humaines. Elle provoque aussi l'enfoncement des constructions dans le sol, pour cela l'amélioration des conditions du sol, afin de réduire le risque de liquéfaction a attiré l'attention de nombreux chercheurs en géotechnique.

2. Aspect physico-mécanique d'un renforcement :

2.1 Définition :

Plusieurs recherches ont été mené sur le renforcement du sol pour réduire les risques de liquéfactions car ces conséquences et les dégâts, le renforcement des sols est défini comme une technique mécanique permettant d'améliorer les caractéristiques des sols, afin d'élaborer les paramètres tels que la résistance au cisaillement, compressibilité, densité ; et la conductivité hydraulique [4]. Il peut être composé des colonnes de pierre, pieux racine ou micropieux, clouage du sol et terre renforcée [5-6].

Donc le but principal du renforcement massif de sol est pour améliorer sa stabilité, d'accroître sa capacité portante, et de réduire les colonies et la déformation latérale [7-9].

La stabilité des sols a été étudiée depuis des millénaires. Par exemple, les Mésopotamiens et Romains séparément ont découvert qu'il était possible d'améliorer la capacité des voies, pour transporter le trafic en mélangeant les sols faibles avec un agent stabilisateur [10].

Dans l'histoire moderne de la stabilité du sol, le concept et le principe du renforcement du sol, a d'abord été développé par H. Vidal ; il a démontré que l'introduction d'élément d'armature dans un massif de sol augmente la résistance au cisaillement [11-12].

Plusieurs méthodes de renforcement sont disponibles pour stabiliser les sols problématiques. Par conséquent, les techniques de renforcement du sol peuvent être classées en plusieurs catégories avec différents points de vue.

Les différentes procédures de renforcement du sol, il a été mentionné dans la figure 1 qui présente plusieurs méthodes de renforcement pour stabiliser les sols.

Parmi les techniques utilisées dans le renforcement du sol qui sera la base de notre étude et a attiré l'attention des chercheurs et maintenant dans une recherche profonde au cours des dernières années, aux sont des techniques non conventionnelles de renforcement des sols obtenus par la combinaison de fibres distribuée au hasard avec des adjuvants chimiques comme le ciment, la chaux et/ou de résines chimiques (la flèche dans la figure 1 illustre certaines des méthodes non conventionnelles),

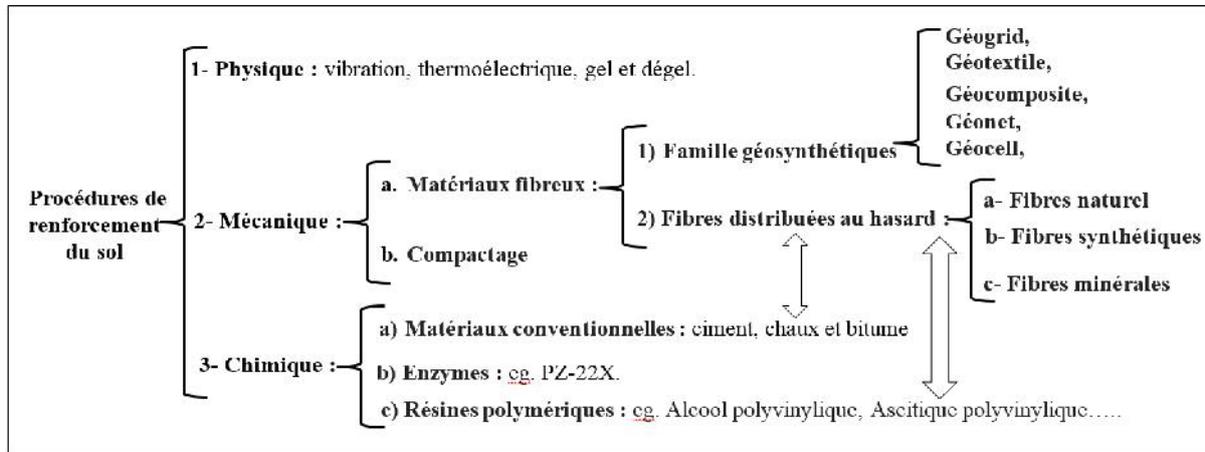


Figure 1. Procédures de renforcement du sol

2.1. Fibres et renforcement des sols :

Au cours de dernières décennies, plusieurs études ont été menées pour évaluer les avantages de renforcement des sols avec des fibres distribuées au hasard [13] et l'utilisation de matériaux fibreux ont commencé depuis l'innovation par Vidal en 1966.

Le comportement du sable renforcé de fibre a été étudié par un certain nombre de chercheurs (Gray et Ohashi 1983 ; Gray et Al-refai 1986 ; Maher et Gray 1990 ; Consoli et al 1998, 2005, 2007 ; Park et Tan 2005 ; LathetMurthy 2007 ; Al Akhras et al 2008 ; Yimlaz 2009 ; Ahmed et al 2010 ; Jan Liu et al 2011 ; Sayyed Mahdi et al 2012 ; Noorzad et Amini 2014 ; Naeini et Zakiyeh 2014 ; Noorzad et Sayed Taher 2015 ; Hesham et al 2015 ; Alibolandi et ZiaieMoayed 2015 ; ...).

Ces études ont montré que l'ajout de fibres au sol sableux entraîne une plus grande résistance au cisaillement de pic et plus un comportement ductile. Consoli et al (1998, 2004, 2005, 2007, 2009) ; ont trouvé que l'ajout de fibres a augmenté la résistance au cisaillement de sol et la dilatation réduite. Et ont noté que du polyester et des fibres de verre ont légèrement réduit le pic de cohésion et de la friabilité du cimenté composite.

L'existence de fibres peut limiter ou même empêcher l'apparition d'un mouvement latéral des sols sableux qui est l'une des conséquences de liquéfaction. Les observations similaires ont été présentées par Ibrahim [14] et Liuetal [15].

Consoli et al. Ont indiqué que l'inclusion des fibres de verre dans le sable limoneux améliore efficacement la résistance de pic [16]. Et dans un autre travail, ils ont examiné l'effet du Polypropylène fibres, Polyester fibres and fibres de verre sur le comportement mécanique des sols cimentés renforcés par des fibres. Leurs résultats ont montré que l'inclusion de Polyester fibres et fibres de verre augmente les contraintes à la rupture et de réduit légèrement la fragilité [17].

Les avantages techniques de l'utilisation de fibres de renforcement des sols comprennent : la prévention de la formation des fissures de traction, l'augmentation de la conductivité hydraulique et la liquéfaction force, réduire la conductivité thermique et le poids des matériaux de construction, la limitation de l'enflure tendance des sols gonflants ; et diminuant la fragilité du sol.

Alors le sol renforcé par des fibres permet une amélioration dans le comportement mécanique du sol et peut ainsi limiter voire d'empêcher l'apparition de propagation latérale qui est souvent observés dans le sable non renforcé [15].

2.2. Résidus de clinker:

Les techniques de la cimentation ont été largement utilisées pour accroître la capacité portant des fondations et pour l'amélioration du terrain. Toutefois, l'ajout de ciment au sol entraîne un comportement fragile qui peut être réduit et contrôlé par l'application de fibres. [18]

Tang et al. (2007b), une petite inclusion de fibres (0,05%) dans cimenté (5%) du sol amélioré de manière significative la résistance à la compression illimité (0,62 MPa) et les paramètres de résistance au cisaillement du sol cimenté. Cependant, le même contenu de l'inclusion de la fibre dans un sol non-cimenté augmenté le comportement de résistance légèrement (0,05 MPa en résistance à la compression illimité) [19].

Chao-Sheng Tanget al 2009 ; a observé que les inclusions de ciment améliorent considérablement la résistance au cisaillement interfaciale fibre/sol, puisque le ciment supplémentaire lie les particules du sol et rend la matrice plus compacte, et donc limite fortement le réarrangement des particules sur l'interface et augmente l'aire interfaciale effective de contact ; et augmente le coefficient de frottement entre la fibre / sol. Donc parmi ces conclusions principales dans leur étude ; il a conclu que l'inclusion de ciment peut améliorer de manière significative la résistance au cisaillement interfaciale fibre/sol.

En comparaison avec le sol non cimenté, le sol cimenté a une augmentation évidente Le pic de force interfaciale et la force résiduelle interfaciale. Le pic de force interfaciale et la force résiduelle interfaciale augmentent avec l'augmentation de la teneur en ciment et le temps de durcissement [19].Noorzad et Amini (2014) [25] Ces résultats montrent que le comportement fragile de sols cimentés était plus évident en condition drainée qu'en état non drainé.

Sung-Sik Park (2011) ; a effectué une série d'essais de compression uniaxiale a été réalisé sur des échantillons légèrement cimentés avec des fibres de Polyvinylealcool distribuées de façon aléatoire qui adhèrent bien au ciment. Il a conclu qu'après la comparaison entre les échantillons renforcé et non renforcé que le sable cimenté renforcé par des fibres avec un rapport de 2% de ciment a un maximum de 3,5 fois plus fort que sable cimenté non renforcé par des fibres. Et a remarqué que l'effet de l'inclusion de la fibre est le plus évident dans les échantillons cimentés 2% [20].

3. CONCEPTS ET INCIDENCE DE QUELQUES PARAMETRES SUR LES EFFETS SUR DE POTENTIEL DE LIQUEFACTION :

L'efficacité durenforcement de sol est influencée par les caractéristiques du sol, y compris la taille des particules et la forme, ainsi que les propriétés de la fibre, y compris le type, la fraction de volume, la longueur, l'allongement, le module d'élasticité et l'orientation, ainsi que le niveau de contrainte et de densité. Et chacun de ces paramètres leur, effets sur La résistance à la liquéfaction. Pour cela on a noté sept paramètres nécessaires dans notre étude au renforcement des sols et l'augmentation de la résistance de liquéfaction.

3.1. Effet de la teneur en fibre :

Les fibres ont une influence plus importante sur la rigidité, sur les premières étapes du processus du chargement, ce qui dissipe, que le chargement a progressé [13], Maher et Ho a conclu que l'inclusion de 1% à 4% en fibre de verre du sable cimenté a entraîné une augmentation de 1.5 fois de la résistance à la compression comparé aux sables cimenté non fibré [21-22].

Une série de tests de ring-sheareffectués par (Jin Liu et al ;2011) sa donne des résultats et conclusions sur l'effet de renforcement des échantillons par l'inclusion des fibres aux conditions de non drainées, comme ces échantillonsne sont pas fortement influencées par la présence des fibres mais pour des échantillons denses et moyennement denses, la présence de fibre affecte clairement leur comportement non drainé [15]. Même Liu et Coll [15]a constaté que le comportement en cisaillement de échantillons lâches non drainé renforcé par de fibres n'est pas grandement influencée par la présence de fibres, plutôt la présence de fibres a une incidence sur la comportement non drainé de moyennement denses et échantillons denses[23].

Donc en remarque que l'effet de le teneur en fibres sur la résistance au cisaillement du sol est plus grande des densités relatives plus élevée.Et d'aprèsles résultats de la compression uniaxiale, NunoCristelo et al (2014) [13] a conclu que la teneur en fibres au max 0.25% est la meilleure solution en termes de réponse de rigidité, qui a travaillé sur l'effet des fibres de polypropylène sur le comportement mécanique d'un sol cohérent et en particulier pour mieux comprendre ce que le rôle des fibres.

4.1. Effet de la teneur en Limon :

Naeini et Gholampoor [24] a effectué une série d'essais triaxiaux cycliques d'examiner le comportement des échantillons de sable limoneux sec renforcé avec des fibres (toile géotextile), il a été constaté qu'en augmentant la teneur en limon jusqu'à environ 35 %, le module axial en sable renforcé et non renforcé est diminué et cyclique est augmenté. Même pour les recherches de Yamamuro et Monkul, ils ont constaté que le potentiel de liquéfaction du sable augmente progressivement avec l'augmentation de la teneur des particules fines (limoneux). [23]

Des essais triaxiaux cycliques a différents rapports de contraintes et de fibres géotextile effectué par Alibolandi et Moayed [23] pour étudier les effets de la teneur en limons sur le sol en arrangement des conditions non drainées, ils ont été constaté que la résistance à la liquéfaction diminue à mesure que la teneur de limon

jusqu'à 35% et l'efficacité des fibres de géotextile diminue en augmentant la teneur de limon sur les échantillons jusqu'à 33%. Donc le potentiel de liquéfaction est augmenté avec 33% de teneur de limon.

3.2. Effet de la longueur de fibre :

Selon les résultats de plusieurs recherches ont observés que la longueur des fibres a montré également avoir une influence sur la rigidité et la résistance, puisque l'augmentation de la longueur des fibres augmente le contact entre la fibre et les particules de sol [13].

Noorzad et Amini [25] ont effectués trente contraintes contrôlées des essais triaxiaux cycliques sur sable renforcée et sables saturés non renforcés dans des conditions non drainées. Les résultats des essais indiquent que les inclusions de fibres ont significativement augmenté la résistance à la liquéfaction des échantillons de sable. A augmenté le contenu en fibres et la longueur ont conduit à plus de cycles de chargement de la liquéfaction.

L'effet de renforcement par les fibre en échantillons moyennement dense a été jugée plus important que celle des échantillons plus lâches.[23]

Après une série de tests triaxiaux cyclique ont été effectuées sous de condition Consolidé non drainé (CU) pour étudier la résistance à la liquéfaction et le module de cisaillement du sable renforcé par des fibres répartie de manière aléatoire par R. Noorzad et P.FardadAmini [25], Ils sont observés que l'augmentation de la longueur des fibres conduit à une amélioration de la résistance à la liquéfaction. par exemple, l'amélioration relative de la résistance de liquéfaction était de 132%, 168% et 220% pour les fibres ayant 6, 12 et 18 mm de longueur, respectivement.

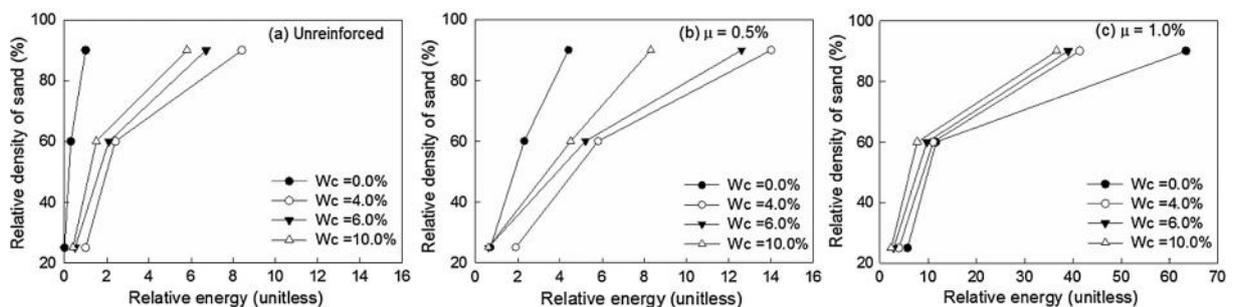
3.3. Effet de la densité relative :

L'un des paramètres qui affectent le processus de renforcement des sols c'est la densité relative qui ont été étudiées par un certain nombre de chercheurs : Jin Liu et al [15] ont observé qu'une augmentation de la densité du sable donne lieu à une zone de contact inter facial plus efficace entre la fibre et la matrice de sable. Même la résistance au cisaillement des échantillons étudiés, sont touchés par l'augmentation de la densité relative plus qu'ils sont touchés par le teneur de fibres incluses d'après Hashem M et al ; 2015[26] et a observé que l'inclusion des fibres augmentent l'énergie de compactage nécessaire pour amener le sol une certaine densité relative.

D'autre part, Noorzad et Amini [25], ont été trouvé l'effet de renforcement dans des échantillons moyennement denses à être plus importante que celle de l'un lâche. Et La résistance à la liquéfaction du sable étudié augmente avec une augmentation de la densité relative.

Consoli et al [27] a déclaré que le sable renforcé par des fibres ayant une densité relative de 50% montraient des changements mineurs dans la dilatation durant cisaillement d'angle contrairement au même sable non renforcé de leur niveau de contrainte.

D'après la méthode de (Hashem M et al ; 2015) pour la préparation des échantillons, les échantillons sont compactés avec un poids tombé librement sur le prélèvement jusqu'à ce que le sable remplisse le volume intérieur de la boîte de cisaillement direct.



(a) Non renforcée, (b) $\mu=0.5\%$ et (c) $\mu=1.0\%$ avec μ le teneur en fibre

Figure 2. La relation entre la densité relative et l'énergie de compactage [26].

Fig. 2 montre la relation entre la densité relative et la ciblés relatifs requis de l'énergie. L'énergie nécessaire augmente à mesure que la densité relative ciblée augmente pour toutes les fibres matières et le contenu en humidité. Fig. 2a montre que, pour toutes les densités relatives, les échantillons secs non renforcée

nécessitent moins d'énergie que les échantillons humides et pour les échantillons avec l'humidité contenue de 4,0 % et 6,0 % nécessitent plus d'énergie que le 10,0 %.

On peut remarquer dans la Fig. 3b et c, que l'inclusion de fibres augmente l'énergie requise pour le compactage. L'échantillon de sable très dense ($Dr = 90\%$) besoins plus élevés de l'énergie lorsque la teneur en fibres est passée de 0,5 % à 1,0 %. Toutefois, cette augmentation n'est pas observé pour le moyennement denses ($Dr = 60\%$) et lâches ($Dr = 25\%$) des spécimens. Les échantillons secs renforcés par 1,0% de fibres exigent que les plus élevés de l'énergie correspondant ceux humide, comme illustré dans la Fig. 3c. Les échantillons secs renforcés par 0,5 % nécessitent quatre fois l'énergie nécessaire pour préparer le sec non renforcée, tandis que les échantillons humides renforcé par 0,5 % de fibre nécessitent environ deux fois plus d'énergie requises pour les celles non renforcée. La conclusion générale après les essais de cisaillement direct ont effectué par (Hashem M et al ; 2015), l'augmentation de la densité relative de 25% à 90% à une plus grande incidence sur la résistance au cisaillement et améliore-la par environ de 28%. Les résistances au cisaillement de pic de la moitié des spécimens sont touchés par l'augmentation de la densité relative plus qu'ils sont touchés par les fibres de l'inclusion. [26]

3.4. Effet de la pression de confinement :

Un autre facteur qui peut influencer la résistance sous l'effet d'un chargement cyclique est la variation de la pression de confinement.

Krishnaswamy et Isaac (1994) indiquent que l'augmentation de la résistance à la liquéfaction du sol armé est causée par l'augmentation de la pression de confinement efficace dans le sol entre les couches renforcés [28].

R. Noorzad et P.FardadAmini [25], ils ont observé la pression de confinement à un effet considérable sur l'augmentation de la résistance à la liquéfaction du sable. Cela peut être attribué au fait que des pressions élevées de confinement contrainte plus efficace doit être transféré à la pression de l'eau interstitielle ; il en résulte une résistance augmentation de liquéfaction.

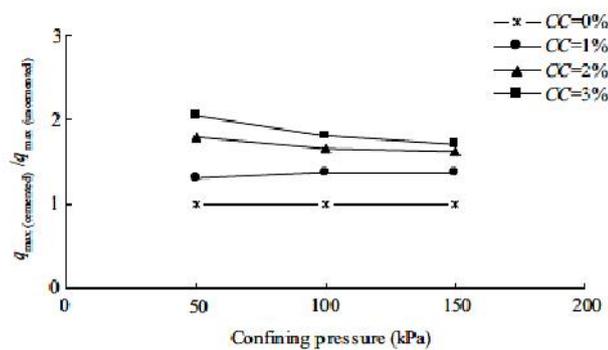


Figure 3. La variation de la résistance au cisaillement normalisé avec la pression de confinement.

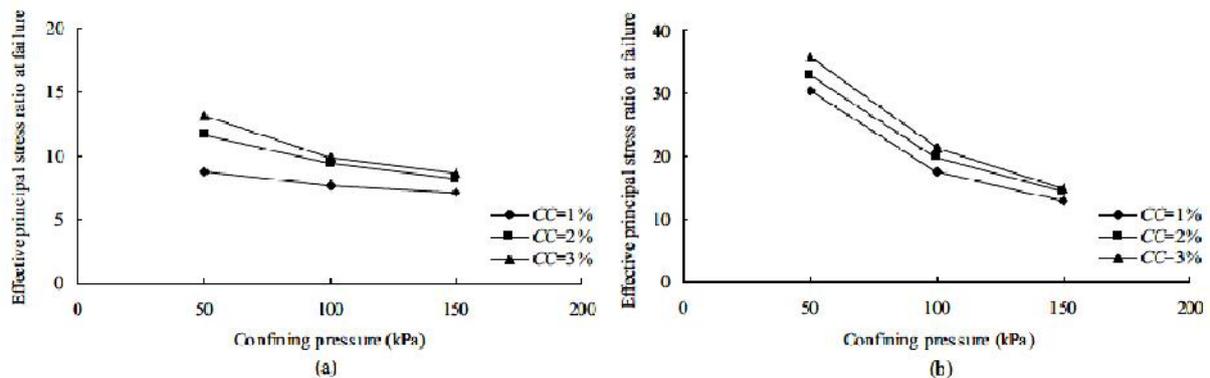


Figure 3. La variation de l'efficacité principale du coefficient de fatigue à la rupture avec la pression de confinement. (a) condition drainée ; (b) conditions non drainées.

Pour comprendre l'effet de la pression de confinement sur la résistance au cisaillement du sol cimenté, Amini et Hamidi ; 2014, ont observé que la contrainte déviatorique maximum (Q_{max}) est normalisée

par rapport à non cimentés dans essais drainés dans Fig.3. Il, pour légèrement cimentés échantillon (CC = de 1 %), la résistance au cisaillement normalisée est approximativement constante sous différentes pressions de confinement. Toutefois, l'effet de la pression de confinement sur la résistance au cisaillement ratio a augmenté dans d'autres teneurs en ciment. La Fig.4 montre la variation de l'efficacité principale le coefficient de fatigue à la rupture des conditions drainées et non drainées avec pression de confinement. La contrainte principale effective ratio à échec diminue avec l'augmentation de la pression de confinement et augmente avec la teneur en ciment. En outre, il est beaucoup plus élevé en état non drainé qu'état drainé, particulièrement aux basses pressions de confinement.[**]

4. LES TECHNIQUES DE PREPARATION ET L'ETUDE PARAMETRIQUES :

4.1. Préparation des échantillons :

La préparation de l'échantillon de sol est d'une grande importance pour la recherche en laboratoire, et ils existent différentes techniques, par exemple :

La technique de préparation des échantillons non renforcés et renforcés par des fibres par de compactage humide. Cette méthode de préparation de l'échantillon est couramment utilisée dans des études de laboratoire sur des sables renforcés par des fibres. Un des avantages de cette méthode est permet le contrôle de la densité de l'échantillon, tout en empêchant la séparation des fibres (Ishihara K 1993 ; Ibraim et Fourmont 2007 ; Liu J et al ,2012 ; Noorzad et Amini ,2014... etc...) La procédure de préparation comprend deux étapes : le mélange et la fabrication.

La technique de préparation des échantillons de sable sec selon la technique de dépôts secs de transvasement de sable à travers un entonnoir dans un moule (Alibolandi et Moayed ,2015). [23]

4.2. Étude paramétrique :

Avant la préparation des échantillons dans laboratoire, l'étude paramétrique des matériaux testés est une procédure nécessaire pour identifier les paramètres et les caractéristiques des matériaux testés comme la densité relative, les indices de vides maximum et minimum, la Teneur en humidité, La teneur en fibre, La teneur en ciment...etc...

Certains paramètres ont été définies sur les étapes de préparation des échantillons par des formules, comme ce de suite :

La teneur en humidité est choisie sur le côté sec de la teneur optimale en humidité.

La teneur en fibres (μ) est définie comme le rapport entre le poids des fibres (W_f) et les particules solides poids (W_s), comme illustré dans l'éq. (1).

$$\mu = W_f / W_s \quad (1)$$

La densité relative de sable renforcé de fibres est définie selon l'un des trois principes suivants :

- Principe 1 : Les fibres font partie des solides [28].
- Principe 2 : La densité relative de l'échantillon en béton armé est égale à la densité relative d'un spécimen non renforcé ayant la même densité sèche [29-31].
- Principe 3 : Les fibres font partie des cavités [32].

Dans le principe 1, le volume des fibres (V_f) fait partie des particules solides (V_s volume(r)).

$$e = \frac{V_v}{V_{s(r)}} = \frac{V_v}{V_{sand} + V_f} \quad (2)$$

$$\gamma_d = \frac{W_s + W_f}{V_{sand} + V_f + V_s} = \frac{W_s (1 + \mu)}{V_{sand} + V_f + V_s} \quad (3)$$

Eq. (2) définit le pourcentage de vide (e), et de l'égalisation. L'éq.(3) définit le poids volumique sec (CD) de sable renforcé de fibres. Où v_v est le volume des vides.

Connaissant la teneur en fibres (μ), la densité du sable et des fibres, (G_s) et (G_f) respectivement, le poids volumique sec (γ_d) et l'unité de poids de l'eau (γ_w), le pourcentage de vides est calculé à partir de l'éq. (4).

$$e = \frac{G_s G_f \gamma_w}{G_f + G_s \mu} \frac{1 + \mu}{\gamma_d} - 1 \quad (4)$$

Dans le principe 2, la densité relative de l'échantillon renforcé est égale à la densité relative d'un échantillon non renforcé ayant la même densité sèche. Mathématiquement a déclaré :

$$D_r = \frac{W_{sand(r)} + W_f}{V_{sand(r)} + V_f + V_{a(r)} + V_{w(r)}} = \frac{W_{sand(r)}}{V_{sand(r)} + V_{a(r)} + V_{w(ur)}} \quad (5)$$

Lorsque l'indice (r) désigne le sable renforcé et l'indice (ur) désigne échantillon non renforcé de sable, V_a est le volume d'air, et V_w est le volume d'eau.

Dans le principe 3, les fibres font partie des cavités telles que l'eau et l'air. Par conséquent, la densité relative de l'échantillon renforcé est égale à celle de l'échantillon non renforcé avec le même pourcentage de vides. Dans un format mathématique :

$$D_{r(r)} = \frac{e_{max} - e_r}{e_{max} - e_{min}} \quad (6)$$

$$e_r = \frac{V_f + V_w + V_a}{V_{sand}} \quad (7)$$

Où $D_{r(r)}$ est la densité relative de sable renforcé de fibres, e_r est le pourcentage de vides de sable renforcé de fibres, e_{max} est l'indice de vide maximum, et e_{min} est l'indice de vide minimum.

Dans le premier et deuxième principe, le volume solide sont constitués par des fibres et particules solides. Les tests standards pour déterminer l'indice de vides maximum et minimum de sable sont basés sur un volume solide composé de particules solides seulement. Le troisième principe permet de déterminer les indices des vides maximum et minimum avec la même norme procédures suivies de sable non renforcé, depuis la partie solide est composé de particules de sable seulement. Le sable renforcé aura le même l'indice de videmaximum et minimum de sable non renforcé.[26]

5. CONCLUSION :

Le comportement de sable renforcé n'est pas parfaitement compris Malgré les nombreuses études réalisées pour étudier en raison des divergences dans les résultats et le nombre limité de paramètres examiné dans certain études, tels que la teneur en fibre, la longueur des fibres, la teneur en ciment, la densité relative et la pression de confinement ont été étudiés.

Plusieurs chercheurs ont récemment tenté d'étudier l'effet combiné des fibres et d'autres liants chimiques (p. ex. cendres volantes, le ciment, la chaux, ...) sur sols argileux ou granuleux. La principale raison est que tous liants chimiques améliorent la stabilité du sol, en même temps, qu'ils diminuent le comportement ductile du sol. Et Les fibres, de cette façon, contribue à réduire le facteur de fragilité de la composite de sol.

A partir des résultats expérimentaux de certains chercheurs les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- 1) Le renforcement par les fibres serait une méthode efficace pour limiter ou même empêcher l'apparition du mouvement latéral des sols sableux due à la liquéfaction, donc la présence de fibres a un effet important pour réduire la sensibilité de liquéfaction.
- 2) Le renforcement par géotextile fibres augmente la résistance à la liquéfaction d'un sable limoneux et l'inclusion des fibres augmentent la dilatation du sable.
- 3) En outre, la présence de fibres affecte clairement le comportement non drainée des échantillons denses et moyennement denses par apport des échantillons lâches. C-à-d le comportement au cisaillement de sable lâche renforcé de fibres n'est pas significativement influencé par la présence de fibres, pour cela l'effet de renforcement dans des échantillons moyennement denses à être plus important que celle des échantillons plus souples.
- 4) La pression de confinement à un effet considérable dans l'augmentation de la résistance à la liquéfaction du sable et le taux de gain de résistance à la liquéfaction augmente avec une augmentation de la

- pression de confinement. Et en remarque aussi que l'effet de la teneur en fibres diminue à mesure que la pression de confinement augmente.
- 5) La résistance à la liquéfaction du sable augmente avec une augmentation de la densité relative, et l'effet de la teneur en fibres sur la résistance au cisaillement du sol cimenté est plus grand sur des densités relatives plus élevées.
 - 6) La résistance au cisaillement de rupture et la résistance au cisaillement de crête augmente avec la teneur en fibres, en particulier pour des échantillons épais et denses moyenne. Et ils augmentent également avec l'augmentation de la densité du sable sec pour la même teneur en fibres.
 - 7) Les résistances au cisaillement sont touchés par l'augmentation de la densité relative plus qu'ils sont touchés par l'inclusion de fibres. Est réduite par l'introduction de l'humidité.
 - 8) La distribution au hasard de l'inclusion de fibre augmente significativement la résistance au cisaillement, augmente les contraintes axiales et réduit la résistance post-pic perte.

Bibliographie

- [1]L. Zeghichi, A. Merzougui and B. Mezghiche (2005), Lecture dans le règlement parasismique algérien, Courrier du Savoir – N°06, Juin 2005, pp.67-69.
- [2]AbdelKrimYelles-Chaouche et al (2006), La tectonique active de la région nord-algérienne, Comptes rendus Geoscience 338 (2006) 126–139.
- [3] Marco Chini et al (2015), Coseismic liquefaction phenomenon analysis by COSMO-SkyMed: 2012 Emilia (Italy) earthquake, International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation 39 (2015) 65–78.
- [4]Kazemian S, Huat K, Prasad A, Barghchi M (2010). A review of stabilization of softsoils by injection of chemical grouting. Aust J Basic ApplSci 2010;4:5862–8.
- [5]Abtahi M, Allaie H, Hejazi M (2009). An investigative study on chemical soilstabilization. In: 8thIntcong civ eng, Shiraz, Iran; 2009.
- [6] Abtahi M, Sheikhzadeh M, Hejazi M, HassaniY(2009). Compressive behavior ofcomposite soils reinforced with recycled waste tire cords and polypropylenefibers. In: 1st Int and 7th natconf text eng, Rasht, Iran; 2009.
- [7] Binici H, Aksogan O, Shah T (2005), Investigation of fiber reinforced mud brick as abuilding material, Construct Build Mater 2005, 19:313–318.
- [8] Yarbasi N, Kalkan E, Akbulut S (2007) , Modification of freezing–thawing properties ofgranular soils with waste additives, Col RegSciTechnol 2007, 48:44–54.
- [9] Prabakar J, Dendorkar N, Morchhale K (2004). Influence of fly ash on strengthbehavior of typical soils. Construct Build Mater 2004, 18:263–270.
- [10]<http://EzineArticles.com/3917867>.
- [11]Vidal H (1969),The principle of reinforced earth. High Res Rec 1969;282:1–16.
- [12] Akbulut S, Arasan S, KalkanE(2007) . Modification of clayey soils using scrap tirerubber and synthetic fibers. App Clay Sci 2007;38:23–32.
- [13]NunoCristelo et al (2015), Influence of discrete fibre reinforcement on the uniaxial compression response and seismic wave velocity of a cement-stabilised sandy-clay, Geotextiles and Geomembranes 43 (2015) 1-13.
- [14]IbraimE ,Diambra A, Muir Wood D, Russell AR (2010). Static liquefaction of fibre reinforced sand under monotonic loading. GeotextGeomembr2010 ; 28(4) :374 –385.
- [15] Liu J, Wang G, Kamai T, Zhang F, Yang J, Shi B (2011) . Static liquefaction behavior of saturated fiber-reinforced sand in undrained ring shear tests. Geotextiles and GeomembranesJ 2011;N° 05 Vol29, pp462–471.
- [16]Consoli C, Prietto M, UlbrichA(1989) . Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil. J GeotechEng ASCE 1989;124:1211–4.
- [17]Consoli C, Montardo P, Donato M, Prietto M (2004) . Effect of material properties on the behavior of sand–cement–fiber composites. Ground Improv 2004;8:77–90.
- [18]Amir Hamidi, Mahdi Hooresfand (2013) , Effect of fiber reinforcement on triaxial shear behavior of cement treated sand, Geotextiles and Geomembranes 36 (2013) 1-9.
- [19]Chao-Sheng T, Bin S, Li-Zheng Z (2010) , Interfacial shear strength of fiber reinforced soil, Geotextiles and Geomembranes 28 (2010) 54–62.
- [20]Sung-Sik Park (2011) ,Illimité compressive strength and ductility of fiber-reinforced cemented sand, Construction and Building Materials 25 (2011) 1134–1138.

- [21] Maher H, Ho C (1993) . Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads. *Geotech Test J* 1993;16:330–338.
- [22] Sayyed Mahdi Hejazi et al (2012), A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers, *J. Construction and Building Materials* 30 (2012) 100–116.
- [23] M. Alibolandi and R. ZiaieMoayed (2015), Liquefaction potential of reinforced silty sands , *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 13, Nos. 3&4B,2015pp 195-202.
- [24] Naeini SA, Gholampoor N (2014). Cyclic behavior of dry silty sand reinforced with a geotextile, *Geotextiles and Geomembranes*, 2014, Vol. 42, pp. 611-619.
- [25] Noorzad R, AminiF(2014) . Liquefaction resistance of babolsar sand reinforced with randomly distributed fibers under cyclic loading, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2014, , Vol. 66, pp. 281-292.
- [26] Hesham M. Eldesouky, Mohamed M. Morsy, Mohamed F. Mansour (2015), Fiber-reinforced sand strength and dilation characteristics, *Ain Shams Engineering Journal* (2015), <http://dx.doi.org/10.1016/j.asej.2015.06.003>.
- [27] Consoli N, Festugato L, Heineck K (2009). Strain-hardening behavior of fibre-reinforced sand in view of filament geometry. *GeosynthInt* 2009;16(2):109–115.
- [28] Michalowski R, Zaho A. Failure of fiber-reinforced granular soils. *J GeotechEng ASCE* 1996;112(3):226–34.
- [29] Yetimoglu T, Salbas O. A study on shear strength of sandsreinforced with randomly distributed discrete fibers. *GeotextGeomembr* 2003;21(3):103–10.
- [30] Yetimoglu T, Inanir M, Inanir O. A study on bearing capacity ofrandomly distributed fiber-reinforced sand fills overlying soft clay. *GeotextGeomembr* 2005;23(2):174–83.
- [31] Li C. Mechanical response of fiber-reinforced soil. PhD thesis, University of Texas, Austin; 2005.
- [32] Ibraim E, Fourmont S. Behaviour of sand reinforced with fibers, soil stress–strain behavior: measurement, modeling and analysis. Rome: Springer; 2006. p. 807–818.

ETUDE DU COMPORTEMENT EN CONDITION NON DRAINEE DES LIMONS SABLEUX NON SATURES : INFLUENCE DES CONDITIONS INITIALES

DOUMI KHAYREDDINE¹, BELKHATIR MOSTEFA¹

¹laboratoire des Sciences des Matériaux et de l'Environnement, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie
(doumikhayreddine @gmail.com)

Résumé :

Les matériaux granulaires sont largement utilisés dans la construction des ouvrages de Génie Civil et d'Hydraulique. La présence de l'eau dans ces matériaux a une influence significative sur leur comportement mécanique en condition non drainée. En conséquence, l'influence de la saturation partielle sur la réponse mécanique de ces sols présente un intérêt majeur dans le domaine de la construction. En plus, le phénomène de liquéfaction des sols non saturés est devenu un souci majeur des constructeurs. Dans cette étude, on présente une synthèse des principaux travaux réalisés sur la liquéfaction des sols. La première partie donne la définition du phénomène de liquéfaction ainsi que quelques cas historiques de rupture et de glissement de terrains provoqués par l'occurrence de la liquéfaction. Après un aperçu sur les principaux paramètres influents sur la résistance à la liquéfaction comme la saturation, la granulométrie, la densité relative, indice de vides global, indice des vides inter-granulaire, la conductivité hydraulique et teneur en fines.

Mots-Clés : liquéfaction-teneur en fines-indice des vides -densité relative-sable-limon

1. Introduction :

Le tremblement de terre d'El Asnam (Algérie) de 10 Octobre 1980 avec une magnitude d'onde estimée de 7,3 ($M_s = 7.3$) est l'un du tremblement de terre le plus destructeur enregistré en Afrique du Nord et plus largement dans le bassin méditerranéen occidental. Cet événement s'est produit presque au même endroit que le tremblement de terre de 1954 (épicerne situé à 36,285 N et 1.566 E dans la localité de Beni-Rached). L'épicerne de tremblement de terre du choc principal a été situé à 12 km dans la région de Chlef City (210 km à l'ouest d'Alger) à la latitude 36,143 N et la longitude 1.413° E avec une profondeur focale de à environ 10 km. La durée approximative du séisme se situait entre 35 et 40 s. Le tremblement de terre a dévasté la ville d'El Asnam (Chlef actuelle), la population estimée à 125.000, et les villes et les villages voisins. La grande perte de vies humaines (aurait 5.000 à 20.000 victimes) et la propriété a été attribuée à l'effondrement des bâtiments. En plusieurs endroits de la zone affectée, en particulier le long des berges de la rivière Chlef de grandes masses de sols sableux ont été éjectés sur le niveau de la surface du sol.

Le comportement des matériaux granulaires est complexe à cause des nombreux paramètres ayant un rôle. D'une façon générale, en étudiant le comportement non drainé d'un matériau granulaire on s'intéresse en tout premier lieu à la liquéfaction

2. Comportement mécanique des sols:

Le comportement mécanique des sols comme « non drainé » dans le cas où l'eau interstitielle est retenue dans le matériau lors de l'application de la sollicitation. De nombreuses études et recherches expérimentales ont été menées sur le comportement des sols en général, des sables et des sables limoneux en particulier.

Castro (1969) [1], en réalisant une série d'essais triaxiaux non drainés, a introduit le concept d'état permanent de déformation comme étant l'état qui suit le pic de résistance. Dans cet état le sable se déforme à volume, état de contraintes et pression interstitielle constants.

Casagrande (1975) [2] a considéré que le comportement non drainé à l'état critique correspond à celui d'une structure d'écoulement, et que la relation entre la contrainte radiale effective à l'état permanent et l'indice des vides génère une courbe unique dans le plan ($e - \log \sigma'_v$).

Poulos (1981) [3] a observé que l'état permanent est caractérisé par une vitesse de déformation constante.

Sladen et al. (1985) [4] introduisent le concept de surface d'effondrement définie dans l'espace ($p' - q - e$). Ils montrent que les pics des déviateurs de contraintes dans le plan ($p' - q$), pour des échantillons ayant le même indice des vides initial et pour différentes pressions de confinement initiales, sont sur une ligne. Pour d'autres valeurs des indices des vides, d'autres lignes existent. L'ensemble de ces lignes génère dans l'espace ($p' - q - e$) une surface d'effondrement. Les matériaux se liquéfient si leur état de contraintes est proche ou sur cette surface.

Lade et al. (1988) [5] ont proposé également par la suite un critère d'instabilité pour le sable lâche en conditions non drainées, c'est la « ligne d'instabilité ». Cette ligne représente dans le plan ($p' - q$) une droite passant par l'origine des axes et les pics du déviateur des contraintes.

3. Phénomène de la liquéfaction:

3.1. Définition :

La liquéfaction du point de vue littéraire est une transformation d'un état solide ou gaz en un état liquide généré par une augmentation de la pression interstitielle et donc provoquant une réduction de la contrainte effective. C'est une perte de résistance d'un matériau sableux saturé causé par la disparition des forces inter-granulaires.

3.2. Historique :

La liquéfaction des sols est l'un des phénomènes les plus intéressantes qui a été sous la recherche depuis des décennies. Ses conséquences peuvent être catastrophiques si elle est causée par une charge sismique ou statique. Hazen [6] a utilisé pour la première fois le terme de liquéfaction, phénomène qui a provoqué la rupture le barrage de Calaveras en Californie ; ce mot liquéfaction a été utilisé aussi par Castro [1] comme étant la réponse d'un sable saturé contractant soumis à un chargement statique en contrainte imposé menant à une perte de résistance. À cette préoccupation, le mécanisme de la liquéfaction a été étudié depuis les années 1960, en mettant d'abord en se concentrant sur le comportement du sable propre. Ces derniers temps, la recherche sur les sables limoneux a également été effectuée, comme sables limoneux sont peut-être le type le plus courant de sol in situ naturel qui est sujette à la liquéfaction.

Les études réalisées aux laboratoires et in situ ont permis de distinguer entre les principaux phénomènes suivants : l'écoulement de liquéfaction ou tout simplement liquéfaction, et la mobilité cyclique. Le phénomène de liquéfaction est connu sous le nom de liquéfaction statique ou cyclique respectivement lorsque le chargement provoquant le phénomène est monotone ou cyclique.

De nombreux cas cités dans la littérature, dans les milieux des sols naturels et dans les structures artificielles, ont été attribués à la liquéfaction.

L'exemple qui illustre le mieux le type de glissement est celui du port de Nice en 1979, où plus de 10 millions de m³ de sol se sont écoulés emportant la digue principale. Ceci a été expliqué par la présence de veines de sable lâche à la base des limons qui se sont liquéfiées sous l'action d'un raz de marée.

ETUDE DU COMPORTEMENT EN CONDITION NON DRAINEE DES SABLE LIMONEUX NON SATURES : INFLUENCE DES CONDITIONS INITIALES

Le séisme survenu à Northridge à Los Angeles en 1994 a remobilisé en partie un glissement de terrain datant du séisme de San Fernando de 1971, et a provoqué d'autres cas de liquéfaction dans la vallée de la rivière Santa Clara au nord de Los Angeles où un affaissement du sol de plus de 20 cm a été détecté

Les nombreuses liquéfactions qui se sont produites à San Francisco et à Santa Cruz lors du séisme de Loma Prieta en 1989 ont provoqué de dégâts très importants aux habitations, des autres exemples récents de liquéfaction sont séisme de Kobé au Japon en 1995 et celui qui a eu lieu en Turquie en 1999.



Alaska, USA, 1964



Niigata, Japon, 1964.



kobe, Japon, 1995.



Loma Prieta, USA, 1989.

Figure 1. Exemples des événements causés par la liquéfaction [7].

4. Paramètres influents :

Il y a plusieurs paramètres influents sur le phénomène de liquéfaction de sol tel que type de sol, paramètres de sol (la granulométrie, indice des vides, densité relative, la conductivité hydraulique et le degré de saturation) et la méthode de préparation d'échantillon

4.1. Granulométrie :

La granulométrie est définie comme la distribution des grains en fonction de leur taille. Cette distribution joue un rôle important sur le comportement mécanique des matériaux granulaires. Il est connu dans la littérature que la

granulométrie affecte d'une manière significative la résistance à la liquéfaction des sols. Que ce soit à partir des études menées au laboratoire [8] ou des observations in-situ ([9]; [10]), plusieurs fuseaux ont été proposés pour les sols liquéfiables. La figure 2 montre des exemples de ces courbes. On note que les graves et sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité.

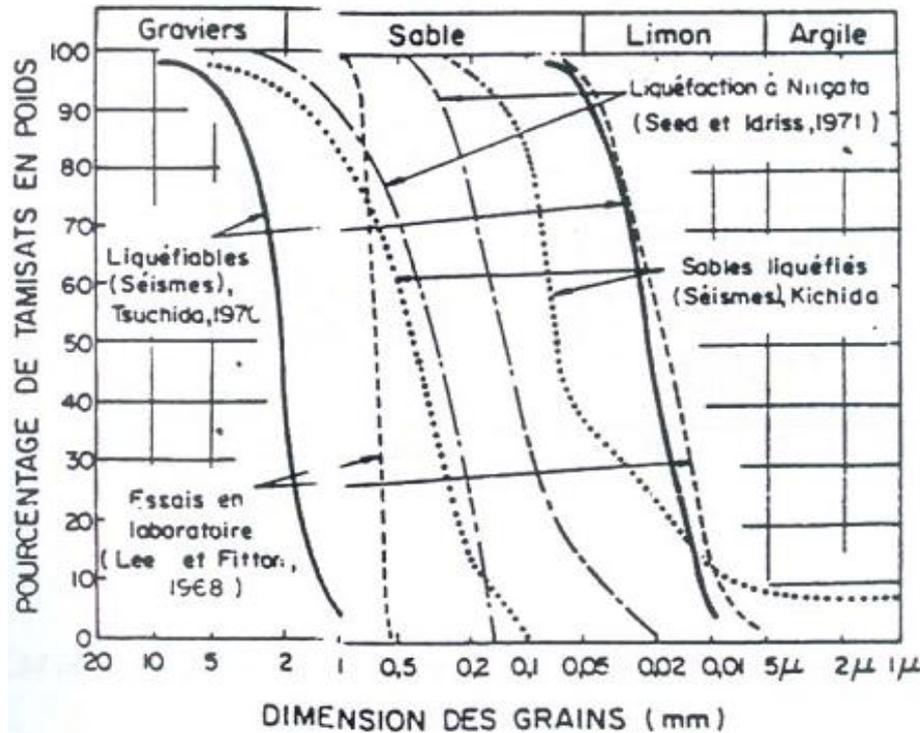


Figure 2. Fuseau granulométrique des sables liquéfiables d'après Alain Pecker (1984).

4.2. Densité relative :

La densité relative affecte d'une manière très sensible le potentiel de liquéfaction des sols. Tatsuoka et al. [11] Sur le sable Toyoura. On a constaté que la résistance à la liquéfaction augmente linéairement avec la densité relative jusqu'à ce qu'une valeur de densité relative de $D_r = 70\%$ soit atteinte. Après cette valeur, on observe une augmentation significative de la résistance à la liquéfaction avec l'augmentation de la densité relative

Belkhatir et al. [12] étudient l'influence de la densité relative sur la résistance de la liquéfaction de mélange sable-limon de chlef, En effectuant une série d'essais triaxiaux cycliques non drainé sur mélanges sable-limon mélangé avec une teneur en particules fines de 5 % pour deux densités relatives de : $D_r=12$ et 60 %. Ils ont constaté que l'augmentation de la densité relative entraîne une augmentation de la résistance à la liquéfaction de mélange de sable-limon de Chlef.

4.3. Présence d'éléments fins :

Sable naturel est généralement constituée des fines (granulométrie inférieure à 0,075 mm) et les particules de sable avec des proportions différentes. L'existence des fines affecte de manière significative et joue un rôle majeur sur le comportement de liquéfaction ainsi que sur les propriétés mécaniques des sables [13, 14, 15, 16, et 17].

De nombreux chercheurs ont des conclusions contradictoires au sujet des effets de la teneur en particules fines sur le comportement de la liquéfaction du sable et n'ont pas encore atteint un consensus. Certains résultats ont montré que la résistance à la liquéfaction a soit augmenté avec l'augmentation de teneur en fines dans le mélange

[18,19-20] ou diminue avec l'augmentation de teneur en fines [16, 21- 22]. D'autres études ont montré que la résistance à la liquéfaction du sable a d'abord diminué comme la teneur en limon a augmenté jusqu'à ce que quelque résistance minimale a été atteinte et puis augmente à mesure que la teneur en limon a continué d'augmenter [24-25].

Lade et Yamamuro [15], Yamamuro et Lade [16] ont montré que le potentiel de liquéfaction est plus élevé pour des sols ayant un certain pourcentage en fines. Belkhatir et al. [17] étudient l'influence des fines sur le sable de chlef avec un pourcentage de fines allant de 0 à 40% pour une densité relative de $Dr = 50\%$. Ils ont constaté que la résistance à la liquéfaction du mélange de sable-limon, diminue avec l'augmentation de la teneur en particules fines, en conséquence à une augmentation du risque de liquéfaction.

4.4. Indice de vide inter-granulaire :

Lorsqu'un sol granulaire contient des fines l'indice de vide global du sol, e , ne peut plus être utilisé pour décrire le comportement du sol. C'est à cause de, jusqu'à une certaine teneur en particules fines, F_c , les fines occupent seulement les espaces vides, et n'affectent pas significativement le comportement mécanique du mélange sable-limon. C'est pourquoi, l'utilisation d'indice de vide inter-granulaire a été suggérée Kenny [26]; Kuerbis et al. [23]; Mitchell [27]. Mitchell [27] et plus tard Thevanayagam et Mohan [28] a proposé de considérer la matrice de sable avec des fines comme une combinaison de deux sous-matrices : une matrice de grain grossier et une matrice au grain fin. Thevanayagam et Mohan [28] suggèrent également que pour la teneur en particules fines F_c au-dessous d'une limite dans la gamme de 20-30 %, la contribution des fines dans la chaîne de force soit minimale. Dans cette idéalisation, une hypothèse simplificatrice est proposée pour considérer la matrice au grain fin dans le cadre des vides entre les grains plus grossiers. En négligeant la différence dans la gravité spécifique de particules plus grossières et plus fines, Thevanayagam [29] ont proposé l'Eq. (1) pour calculer l'indice de vide inter-granulaire:

$$e_s = \frac{e + (F_c/100) \frac{e + (F_c/100)}{1 - (F_c/100)}}{1 - (F_c/100)} \quad (1)$$

Monkul et Ozden [30] ont étudié le comportement en compression de silt argileux et teneur en fines de transition a suggéré Eq. (2) pour l'indice de vide inter-granulaire. Ils concluent que l'indice de vide inter-granulaire, e_s , peut être utilisé comme un paramètre alternatif pour étudier le comportement en compression de mélanges sable-argile. Plus tard, Monkul et Yamamuro [31] a examiné l'influence de la taille de limon et le contenu sur le comportement de liquéfaction de sable mixte(mélangé) avec trois limons non-plastique différentes a proposé Eq. (3).

$$e_s = \frac{e + (G/G_f) (F_c/100)}{\left(\frac{G}{G_s}\right) \left(1 - \frac{F_c}{100}\right)} \quad (2)$$

$$e_s = \frac{e + (G/G_f) (F_c/100)}{\left(1 - \left(\frac{G}{G_s}\right) \left(1 - \frac{F_c}{100}\right)\right)} \quad (3)$$

Où G_s et G_f sont la gravité spécifique de plus fines et plus grossières grains formant le sol, respectivement. G est la gravité spécifique du mélange sable-limon. F_c est la teneur en fines et e est l'indice de vide global.

4.5. Indice de vide inter-granulaire équivalent:

Indice de vide inter-granulaire équivalent, Présenté le concept de l'indice des vides inter-granulaire équivalent, e^* , comme la variable d'état pour décrire le comportement de sables contenant des fines. Dans la définition de cette variable, les contributions des fines et de grains grossiers aux contacts d'inter-particule sont bien différenciées l'un de l'autre, introduit par Thevanayagam [32]

$$e^* = \frac{e + (1-b)Fc}{1 - (1-b)Fc} \quad (4)$$

Où b modélise le rôle de la fraction des fines qui contribue à la formation soutenant les charges. La valeur du coefficient b est contrôlée par les caractéristiques générales des particules et les propriétés de gradation du mélange.

L'indice de vide inter-granulaire équivalent proposé récemment est un paramètre utile pour caractériser la résistance de liquéfaction des sols de mélange granulaires (par exemple des sables limoneux) [33 ; 34].

4.6. Mode de préparation :

On évoque dans la littérature que plusieurs chercheurs ont analysé l'influence du mode de préparation des échantillons sur le potentiel de liquéfaction [35, 36, 37-38]. La Figure 3 montre bien que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par tassement humide que par pluviométrie à sec. Certains auteurs trouvent que la résistance à la liquéfaction est plus élevée pour des échantillons préparés par la méthode de sédimentation que pour des échantillons préparés par d'autres méthodes telles que la pluviométrie à sec et le placement humide [39] ; d'autres trouvent que la résistance à la liquéfaction des échantillons préparés par placement humide est plus élevée que par pluviométrie à sec [36], Behamed et al. [40] ainsi que Canou [41], Della et al. [42], Mahmoudi et al [43] ont présenté des résultats montrant que des essais préparés par pluviométrie à sec sont plus résistants que ceux préparés par placement humide.

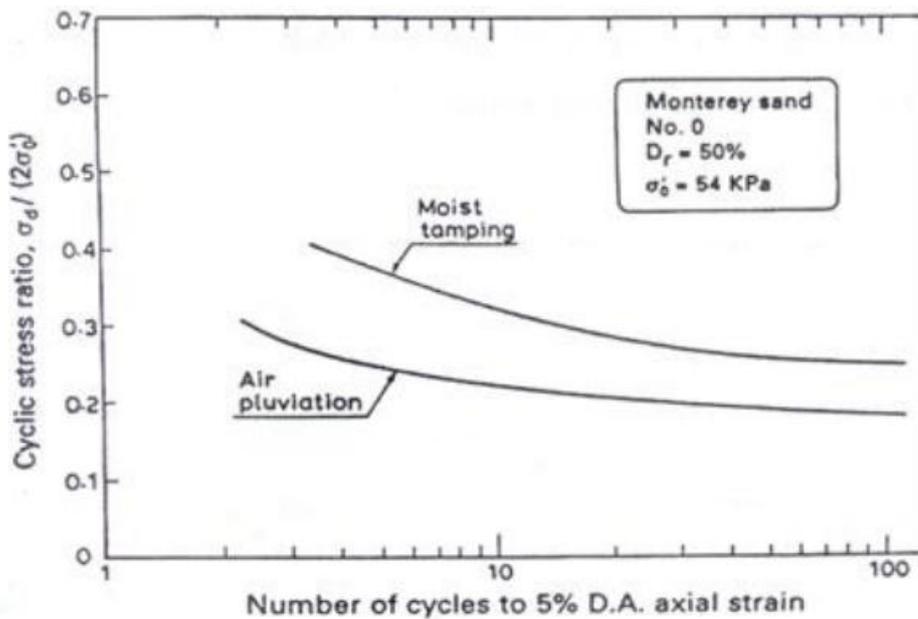


Figure 3. Influence du mode de préparation sur le potentiel de liquéfaction d'un sable [36].

4.7. La conductivité hydraulique:

La conductivité hydraulique est un paramètre indicateur important dans la production et la redistribution de la pression de l'eau interstitielle excès de dépôts de sol mélange sable-limon pendant les tremblements de terre. Elle est significativement influencée par les conditions de sable, tel que pourcentage des fines, indice des vides, pression de confinement, densité et la granulométrie de sable

Thevanayagam [28] a observé que la conductivité hydraulique (k_{sat}) révélait être un ordre de grandeur plus petit pour le sable limoneux quand comparé pour un sable propre, pour Sable d'Ottawa mélangé avec fines plastique. Thevanayagam [28] trouvé les valeurs de k dans la gamme de 0.6×10^3 - 1.3×10^3 cm/s pour sable d'Ottawa, 9.0×10^5 cm/s pour sable avec fines de 15 % et 0.6×10^5 - 1.2×10^5 cm/s pour sable avec fines de 25 %. Sathees [44] et Bandini et Sathiskumar [45] a aussi rapporté les gammes plupart similaires de la conductivité

hydraulique (k_{sat}) pour deux sables mélangés avec des fines non-plastique, Belkhatir et al. [46] trouvés à quatre ordres de grandeur plus petite que celle du sable propre

La génération et la redistribution de la pression interstitielle, ainsi, la résistance au cisaillement (résistance à la liquéfaction) des sols sableux soumis à des charges de tremblement de terre est très influencée par la conductivité hydraulique [46-47]

La résistance à la liquéfaction diminue avec la diminution de la conductivité hydraulique saturée et l'augmentation des teneurs en fines pour toutes les pressions de confinement à étudiée [48].

4.8. Le degré de saturation

La condition de saturation des échantillons de sol en laboratoire peut être évaluée en mesurant la valeur du coefficient de Skempton B l'Eq (5) [49].

$$B = \frac{1}{1 + nK_s \left[\frac{s_r}{K_w} + \frac{(1-s_r)}{u_a} \right]} \quad (5)$$

K_s et K_w désignant les modules des déformations volumiques du squelette solide et de l'eau; n est la porosité; u_a est la pression interstitielle. Les résultats des tests de laboratoire ont montré que la résistance à la liquéfaction des sables augmente lorsque le degré de saturation diminue [50, 51, 52-53].

Mullilis et al. [54] et Tatsuoka et al. [55] ont montré que dans le cas des sables lâches, une bonne saturation requiert des valeurs élevées du coefficient B. Par contre, pour des matériaux plus raides, le problème semble moins critique. Shérif et al. (1977) montrent qu'un sable fin ou argileux peut être considéré saturé si la valeur de B dépasse 0,8. Chaney (1978) précise que le coefficient B doit dépasser 0,96 pour que le sol soit bien saturé. Par contre, P.Giroud et D.Cordary (1976) note que pour des valeurs de B supérieures à 0,85 le degré de saturation est très voisin de 1. Des essais de liquéfaction ont été effectués par Yoshimi et al. [56] sur le sable de Toyoura de densité moyenne ($D = 0,60$) avec des échantillons ayant différents degrés de saturation. Les résultats montrent que le degré de saturation affecte de manière significative sur la résistance à la liquéfaction: Avec un coefficient B supérieur à 0,8, il suffit d'appliquer trois cycles pour une liquéfaction de l'échantillon; alors que nous avons besoin de huit cycles pour obtenir la liquéfaction des échantillons ayant un coefficient B proche de 0,5.

5. Conclusion :

Du point de vue Le phénomène de liquéfaction représente l'un des phénomènes les plus importants dans l'étude des sols. Ce phénomène est très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance du sol. Beaucoup de chercheurs activant dans ce domaine ont bien montré qu'il existe un grand nombre de paramètres influençant la résistance à la liquéfaction tels que : la granulométrie, la densité relative, la présence des fines, indices de vide, mode de préparation, la conductivité hydraulique et le degré de saturation

- la résistance à la liquéfaction augmente linéairement avec la densité relative.
- la résistance à la liquéfaction a soit augmenté avec l'augmentation de teneur en fines dans le mélange ou diminue avec l'augmentation de teneur en fines. D'autres études ont montré que la résistance à la liquéfaction du sable a d'abord diminué comme la teneur en limon a augmenté jusqu'à ce que quelque résistance minimale a été atteinte et puis augmente à mesure que la teneur en limon a continué d'augmenter.
- Le concept d'indice de vide inter-granulaire ou équivalent a été jugée plus appropriée pour expliquer le comportement de mélanges sable-silt que celui l'indice de vide global.
- La résistance à la liquéfaction diminue avec la diminution de la conductivité hydraulique.
- La résistance à la liquéfaction des sables augmente lorsque le degré de saturation diminue.

Bibliographie :

- [1] Castro, G. Liquefaction of sands. Ph.D thesis, Havard University, Cambrige, 1969.
- [2] Casagrande A. (1936): « caractéristique of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills», Journal of the Boston Society of Civil Engineers.pp. 257-276.
- [3] Poulos S.J. (1981) : «The steady of deformation», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, N°GT5, pp. 553-562.
- [4] Sladen J.A., D'Hollonder R.D., Krahn J. & Mitchell D.E. (1985b): « Back analysis of the Nerlek berm liquefaction slides», Canadian Geotechnical Journal., Vol.22, pp. 579-588.
- [5] Lade, P. V., Nelson, R. B., Ito, Y. M. Instability of granular materials with nonassociated flow. *Journal of Engineering Mechanics*, 114(12) :2173–2191, 1988.
- [6] Hazen, A. Hydraulic fill dams. American Society of Civil Engineers- Transactions, 83 :1713–1745, 1920.
- [7] Benahmed N., 2001. Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Thèse de doctorat de l'ENPC, 351p.
- [8] Lee K.L., & Fitton J.A. (1968): «Factors effecting the dynamic strength of soil. Vibration affects on soil and foundation » ASTM, STP450, American society for testing and materials.
- [9] Tsuchida H. (1970) : « Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits », Abstract of the Seminar in the Port and Harbord Recherche Institute (Japon),
- [10] Seed H.B., & Idriss I.M. (1971): «Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential», Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol.97, SM9, pp. 1249-1274.
- [11] Tatsuoka, F.; Miura, S.; Yoshimi, Y.; Yasuda, S.; Makihara, Y.: Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program. *Soils Found.* 26, 117–128 (1986b)
- [12] Belkhatir, M.; Arab, A.; Della, N.; Hanifi, M.; Schanz, T.: Influence of inter-granular void ratio on monotonic and cyclic undrained shear response of sandy soils. *J. CRME (CRAS)* 338, 290–303 (2010)
- [13] Zlatovic, S., Ishihara, K (1995) «On the influence of non- plastic fines on residual strenght “Proceeding of 1st International on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo”
- [14] Thevanayagam S (1998) Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands. *J Geotech Geoenviron Eng Div ASCE* 124(6):479–491
- [15] Lade, P. V., Ibsen, L. B. A study of the phase transformation and the characteristic lines of sand behavior. In *Deformation and Progressive Failure in Geomechanics*, pages 353–358, IS–Nagoya 97, 1997. Progressive Press.
- [16] Yamamuro, J. A., Lade, P. V. Static liquefaction of very loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 34(6) :905–917, 1997.
- [17] Belkhatir, M.; Arab, A.; Della, N.: Liquefaction resistance of Chlef river silty sand: effect of low plastic fines and other parameters. *Acta Polytech. Hung.* 7(2), 119–137 (2010)
- [18] Pitman TD, Robertson PK, Sego DC. Influence of fines on the collapse of loose sands. *Can Geotech J* 1994;31(5):728–39.
- [19] Salgado R, Bandini P, Karim A. Shear strength and stiffness of silty sand. *J Geotech Geoenvironment Eng* 2000;126(5):451–62.
- [20] Polito C, Martin II J. Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands. *J Geotech Geoenvironment Eng* 2001;127(5):408–15
- [21] Thevanayagam S, Mohan S. Intergranular state variables and stress–strain behaviour of silty sands. *Geotechnique* 2000;50(1):1 –23.

**ETUDE DU COMPORTEMENT EN CONDITION NON DRAINEE DES SABLE LIMONEUX NON SATURES :
INFLUENCE DES CONDITIONS INITIALES**

- [22] Lade PV, Yamamuro JA. Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands. *Can Geotech J* 1997;34(6):918–28.
- [23] R. Kuerbis, D. Negussey, and Y.P. Vaid, Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand. In *Hydraulic fill structures. Geotechnical Special Publication No.21*. Edited by D.J.A. Van Zyl and S.G. Vick. ASCE, New York. pp. 330–345.
- [24] Koester JP. The influence of fine type and content on cyclic resistance. *Ground failures under seismic conditions, geotechnical special publication No. 44*. New York: ASCE; 1994. p. 17–33.
- [25] Polito C, Martin II J. Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands. *J Geotech Geoenvironment Eng* 2001;127(5):408–15.
- [26] Kenny TC. Residual strengths of mineral mixtures. In: *Proceedings 9th international conference soil mechanics and foundation engineering*. Tokyo, vol 1, pp 155–160
- [27] Mitchell JK. *Fundamental of soil behaviour*, 2nd edn. Wiley, New York
- [28] Thevanayagam S, Mohan S. Inter-granular state variables and stress-strain behaviour of silty sands. *Geotechnique* 50(1):1–23
- [29] Thevanayagam S. Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands. *J Geotech Geoenviron Eng Div ASCE* 124(6):479–491.
- [30] Monkul MM, Ozden G Compressional behaviour of clayey sand and transition fines content. *Eng Geol* 89:195–205
- [31] Monkul MM, Yamamuro JA Influence of silt size and content on liquefaction behaviour of sands. *Can Geotech J* 48:931–942
- [32] Thevanayagam S (2000) Liquefaction potential and undrained fragility of silty soils. In: *Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering*, Auckland, New Zealand, vol 8
- [34] Karim, M. E., and M. J. Alam. (2015) "Equivalent granular void ratio concept for sand-silt mixtures."
- [33] Thevanayagam, S., Kanagalingam, T., & Shenthana, T. (2003). Intergrain friction, contact density, and cyclic resistance of sands. In *Proceedings of the Pacific conference on earthquake engineering*, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [35] Lade R.S. (1974): "Specimen preparation and liquefaction of sands". *Journal Geotechnical Engineering*, vol. 100, GT 10, pp. 1180- 1184.
- [36] Mulilis J.P., Seed H.B., Clarence K.C., Mitchell J.K. et Arulanadan K.(1977) : "Effects of sample preparation on sand liquefaction". *J.Geotech.Div.*,vol.103, N°GT2,pp.91 -108.
- [37] Tatsuoka F., Toki S., Okamoto M., Yasuda S., et Tanizawa F. (1986a) : "Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand". *Soils and Foundations*. 26 , 99-116.
- [38] Amini F., et Sama K.M. : "Behavior stratified sand-silt-gravel composites under seismic liquefaction conditions." *Soil Dynamics Earthquake Engineering*. 18, 445-455.
- [39] Zlatovic, S., Ishihara, K «On the influence of non- plastic fines on residual strength "Proceeding of 1st International on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo"
- [40] Benahmed N., Canou J., et Dupla J.C. : "Structure initiale et propriétés de liquéfaction d'un sable." *Comptes rendus de Mécanique*, Elsevier, 332, pp. 887-894.
- [41] Canou J. : "Contribution à 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.
- [42] Della .N, Arab .A, Belkhatir .M, Missoum .H et Baconnet .C : "Effet de la méthode de préparation sur le comportement non drainé d'un sol granulaire." *Revue Française de Géotechnique*, N° 126-127.
- [43] Mahmoudi, Y., Taiba, A. C., Belkhatir, M., & Schanz, T. (2016). Experimental Investigation on Undrained Shear Behavior of Overconsolidated Sand-Silt Mixtures: Effect of Sample Reconstitution.

**ETUDE DU COMPORTEMENT EN CONDITION NON DRAINEE DES SABLE LIMONEUX NON SATURES :
INFLUENCE DES CONDITIONS INITIALES**

- [44] Sathees T, Saturated hydraulic conductivity of poorly graded sands with nonplastic silt using a flexible wall permeameter. MS thesis, New Mexico State Univ., Las Cruces, NM
- [45] Bandini P, Sathiskumar S. 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
- [46] Belkhatir M, Schanz T, Arab A. Effect of fines content and void ratio on the saturated hydraulic conductivity and undrained shear strength of sand-silt mixtures. *Env Earth Sci* 2013;70(6):2469-79.
- [47] Belkhatir, M., A. Arab, N. Della, and T. Schanz. 2014. Laboratory study on the hydraulic conductivity and pore pressure of sand-silt mixtures. *Marine Georesources & Geotechnology* 32: 106-22. doi:10.1080/1064119X.2012.71071
- [48] Mohammed Chemmam, Ahmed Arab, Mostefa Belkhatir & Rachid Bouferra (2015): Behavior of Loose Silty Sand of Chlef River: Effect of Low Plastic Fine Contents and Other Parameters, *Marine Georesources & Geotechnology*, DOI:10.1080/1064119X.2015.1014983
- [49] Lade P.V. & Hernandez S.B. (1977): « Membrane penetration effects in undrained tests», *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol.103, NGT2, February 1977, pp. 109-125
- [50] Bouferra R, Benseddiq N, Shahrour I, Saturation and preloading effects on the cyclic behavior of sand, *International journal of geomechanics, ASCE* 7 (2007), no. 5, 396-401
- [51] Ishihara K, Tsuchiya H, Huang Y, Kamada K, Recent studies on liquefaction resistance of sand effect of saturation, *Recent Advances in Geotech. Earthquake Engineering and Soil Dynamics* (San Diego, 2001).
- [52] Ishihara K, Tsukamoto Y, Kamada K, Undrained behavior of nearsaturated sand in cyclic and monotonic loading, *Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena* (Bochum, Germany), 2004, pp. 27-39.
- [53] Della, N., Missoum, H., Arab, A., & Belkhatir, M. (2010). Experimental study of the overconsolidation and saturation effects on the mechanical characteristics and residual strength of Chlef river sandy soil. *Periodica Polytechnica. Civil Engineering*, 54(2), 107.
- [54] Mulilis J P, Townsend F C, Horz R C, Triaxial testing techniques and sand liquefaction, *Dynamic Geotechnical Testing* (1978), no. 654, 265-279.
- [55] Tatsuoka F, Molenkamp F, Torii T, Hino T, Behavior of lubrication layers of platens in element tests, *Soils and Foundations* 24 (1984), no. 1, 113-128.
- [56] Yoshimi Y, Tanaka K, Tokimatsu K, Liquefaction resistance of partially saturated sand, *Soils and foundations* 29 (1989), no. 3, 157-162.

CONTRIBUTION A L'ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN SOL SABLEUX A RISQUE AMELIORE PAR INCLUSIONS : CAS DE LA LIQUEFACTION STATIQUE

N.BELHADJ BENZIANE¹, N.DELLA², M.MEKKAKIA MAAZA²

¹ *Ministère des travaux publics, Université de Chlef, Algérie (belhadj-benziane@hotmail.fr)*

² *Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement, Université Hassiba Ben Bouali de Chlef, Algérie (noureddine.della@yahoo.fr, mek_mer@yahoo.fr)*

Résumé :

La liquéfaction est un des domaines d'étude les plus actifs en géotechnique depuis plusieurs décennies. Ce phénomène, connu comme une perte de la résistance des sols, peut avoir des conséquences désastreuses suite aux ruptures spectaculaires coûteuses en termes de vies humaines et de dégâts matériels. Ces ruptures ont été aussi observées sur le sol de la région de Chlef au cours des séismes qui ont frappé la région en 1954 et 1980, où un certain phénomène ont été apparu telle que la liquéfaction du sol sur l'étendue de l'Oued Chlef. Ces ruptures rendent nécessaire une étude du comportement mécanique du sol qui dépend de plusieurs paramètres, entre autre de la densité, du confinement, la saturation, le type de chargement, l'arrangement des grains, le mode de déposition et la teneur en inclusions. Le but du travail de recherche proposé est l'étude de l'influence de ces paramètres où une intension particulière sera portée à l'effet de l'ajout des différents types d'inclusions (argiles, fines,.....) au sol. Au cours de cette investigation nous allons mener une compagne d'essais de laboratoire sur le sol de Chlef en utilisant l'appareil triaxial.

Mots –Clés : *Sable, liquéfaction, résistance au cisaillement, comportement mécanique, inclusions.*

ABSTRACT:

Liquefaction is one of the areas most active in geotechnical study for decades. This phenomenon, known as a loss of resistance of soil, can have dire consequences following the costly dramatic ruptures in terms of human lives and material damage. These breaks were also observed on the floor of the Chlef region during the earthquakes that struck the region in 1954 and 1980 when a some phenomenon was apparent as soil liquefaction on the extent of the Oued Chlef. These breaks make it necessary to study the mechanical behavior of the soil depends on several parameters, among other density, confinement, saturation, loading type, arrangement of grains, the deposition mode and the inclusion content. The object of the proposed research work is to study the influence of these parameters in which a particular intension will be paid to the effect of the addition of different types of inclusions (clay, fine,) to the ground. During this investigation we will conduct a laboratory test Chlef companion on the ground using the triaxial apparatus.

Keywords: *Sand, liquéfacion, shear strength, mechanical behavior, inclusions.*

INTRODUCTION :

Au cours de ce dernier siècle, les exemples de liquéfactions occasionnées par le tremblement de terre sont très nombreux, et leurs conséquences sont responsables de plusieurs dégâts importants. Ainsi plusieurs pays se trouvent actuellement confrontés à ce problème et cherchent à améliorer la conception de leurs ouvrages vis-à-vis du séisme. De nombreux chercheurs ont mené des investigations dans ce sens, mettant en évidence les conditions responsables de la liquéfaction des sols.

Actuellement, plusieurs recherches [1],[2],[3] ont été effectuées pour étudier sur la façon dont les fines particules influencent la résistance de liquéfaction des sols sableux. L'étude dans une telle relations est de plus en

plus importante quand il ne reste aucune conclusion concrète quant à la laquelle peut être dessiné de quelle façon les fines en plastique change la résistance de liquéfaction du sable.

Selon la Yamamure et Covrt (2001), le comportement des mélanges de sable limoneux avec des quantités élevées de limon (40%) sont différentes de celles du sable pur et des mélanges de ceux de limon de sable avec de petites quantités de particules fines [4]. Dans ces mélanges, comme les sables avec 7% de limon, la liquéfaction se produit complètement sous 25 et 50 Kpa de confinement des contraintes; Cependant, lorsque la contrainte de confinement augmente, le comportement a tendance à être plus stable. De tels comportements sont semblables à celle du sable ayant une teneur de 7% de limon, mais sont encore différentes de celles du sable pur.

Plusieurs études expérimentales sur l'effet du mélange du sable d'Oued Chlef avec différents pourcentages des fines sur la résistance de la liquéfaction du sol par Belkhatir, M., Arab, A., Della, N (2010) [5], Djafer Heni, A et al (2011) [6], Arab et Belkhatir (2012) [7] et Benghalia, Y et al (2013) [3], les résultats des essais triaxiaux a montrés que l'ajout des particules des fines sur un sable joue un rôle important dans le comportement mécanique des sols en général qui dépend plusieurs paramètres (la densité, du confinement, la saturation...) et sur la résistance au cisaillement en particulier.

Cependant, la présence de fines dans le sable a longtemps été pensée pour affecter le comportement cyclique de sable sous charge cyclique. la teneur en fines est base de comparaison le plus couramment utilisé pour caractériser la présence des fines pour influencer la liquéfaction sensibilité des sols sableux, mais les résultats de recherche sont contradictoires. Pour les sols testés à une pression de consolidation constante de 250 Kpa en utilisant le système d'essai triaxial, Amini et Qi [8] ont constaté que la résistance à la liquéfaction du sable contenant 50% de particules fines est la plus élevée alors que le sable contenant 10% de particules fines est la plus faible. L'ajout des fines permettrait de combler les espaces vides entre les grains de sable, ce qui vide la réduction du ratio. Les particules fines ont des influences mineures sur le comportement global du sol parce que les grains de sable sont encore en contact les uns avec les autres et ont tenu la responsabilité portante du sol. Cependant, d'autres chercheurs [9], [10], [11] ont découvert que la résistance à la liquéfaction du sable, des sols sableux diminue à mesure que les fines augmente contenu.

D'autre part, certains chercheurs [12], [13] ont découvert que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'ajout de la teneur en fines jusqu'à une certaine valeur, puis augmente avec l'augmentation de l'ajout de teneur en particules fines.

1. ETUDE EXPERIMENTALE :

1.1. Matériaux utilisés :

1.1.1. Le sable :

Deux matériaux choisis pour cette étude, le sable d'Oued Chlef et le sable de Boumerdes (dans le but d'étudier l'effet de la granulométrie), qu'il a été constaté le problème de la liquéfaction sur le sol de ces deux région pendant le séisme de 1980 et 2003 respectivement.

Le sable de Chlef est un sable moyen ayant une forme arrondie (sable alluvionnaire), il a été utilisé dans de nombreux cadres de recherche, notamment au Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement de l'Université de Chlef (2008 – 2014).

1.1.2. Les fines :

Dans notre recherche on utilise deux types d'argiles (sols fins) la Kaolinite et la bentonite de Mostaganem ramené directement de l'usine de BENTAL, livrée en sac et ses propriétés physico-chimiques ont été fournies par l'usine de fabrication.

1.2. Préparation des échantillons :

Les échantillons utilisés sont cylindriques, les fines ajoutés aux échantillons du sable en terme de pourcentage en poids sec sera soigneusement mélangés, et faire les échantillons prêt pour les essais.

La masse de sable à mettre en place est évaluée en fonction de la densité souhaitée, l'état de densité de l'échantillon était

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$

e_{\min} : indice des vides dans l'état le plus compact ;
 e_{\max} : indice des vides dans l'état le moins compact ;
 e : indice des vides in situ.

défini par la densité relative :

1.3. Essais au laboratoire :

La première étape, des essais d'identifications des caractéristiques géotechniques des matériaux étudiés (sable, bentonite, kaolinite). Après, une série d'essais triaxiaux statique non drainés sera réalisé sur des échantillons du mélange sable-bentonite et sable-kaolinite au niveau de Laboratoire Centrale des Travaux Publics pour le but d'étudier l'effet des ajouts par inclusions sur le comportement du sable à risque de la liquéfaction.

1.4. Méthode de disposition :

Dans le cadre de notre étude de recherche, on utilise deux méthodes de disposition :

1.4.1. Déversement à sec (DS) :

Le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur (Figure 1). Pour avoir des échantillons lâches, il faut que la hauteur de chute ne soit quasi-nulle à l'aide d'un entonnoir, Brahim.A et al (2011) [14].

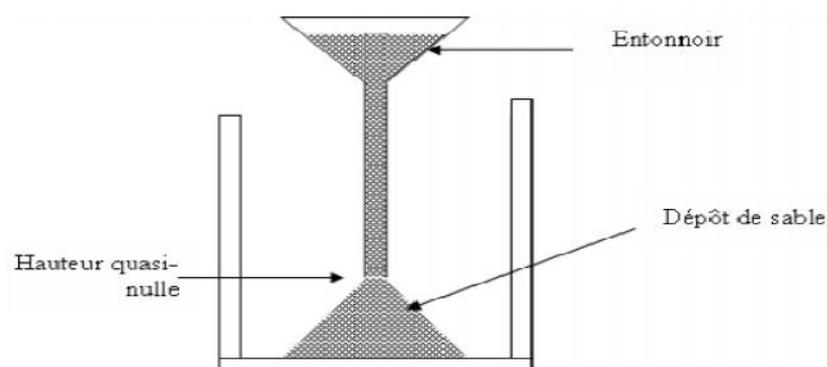


Figure 1. Préparation par pluviation à sec.

1.4.2. 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%, Della, N (2011) [15].

2. PARAMETRES INFLUENCANT LE COMPORTEMENT DES SABLES :

Plusieurs paramètres peuvent avoir une influence considérable sur le comportement des sables. La densité relative, la pression de confinement et la présence des fines ainsi leur susceptibilité à la liquéfaction.

2.1. L'influence de la densité relative :

La densité relative ou aussi l'indice des vides joue un rôle important dans le comportement des sables. Pour mieux comprendre cette influence de la densité il faut d'abord rappeler un concept de base, le concept de l'indice des vides critique, postulé par Casagrande en 1936 (Figure 2) [16].

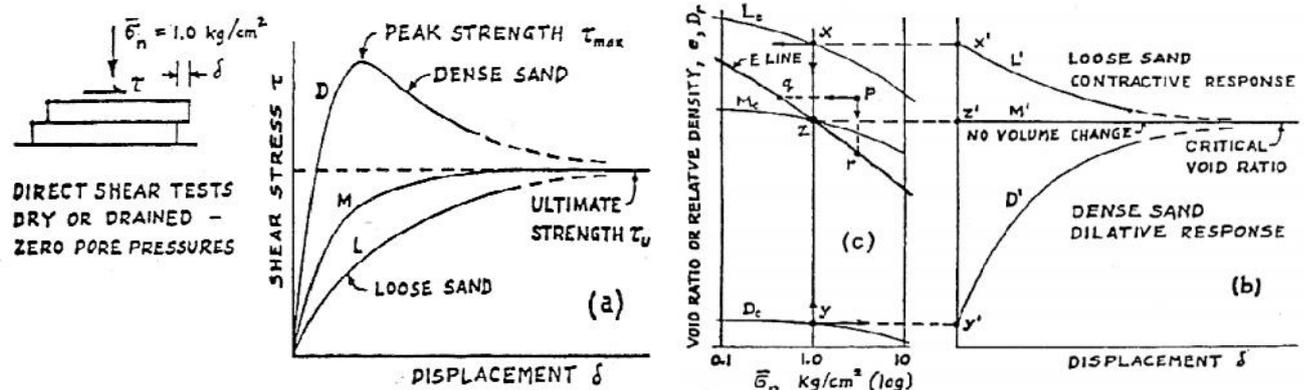


Figure 2. Comportement des matériaux granulaire lâche et dense

Arab, A et Shahrour, I (2010) [17], ont montré que la densité relative initiale affecte d'une manière significative le potentiel de liquéfaction des sables, son effet devient très important lorsque la densité D_r passe de 50% à 60%. Et que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la densité relative et la diminution de l'amplitude du chargement. La différence entre la résistance du sable à une densité relative $I_d = 50$ et celle pour $I_d = 0,65$ est très importante (Figure 3).

Aussi, Faradjollah et al (2011) [18], ont montré que la résistance à la liquéfaction augmente avec l'augmentation de la densité relative de 60% jusqu'à 70% (Figure 4).

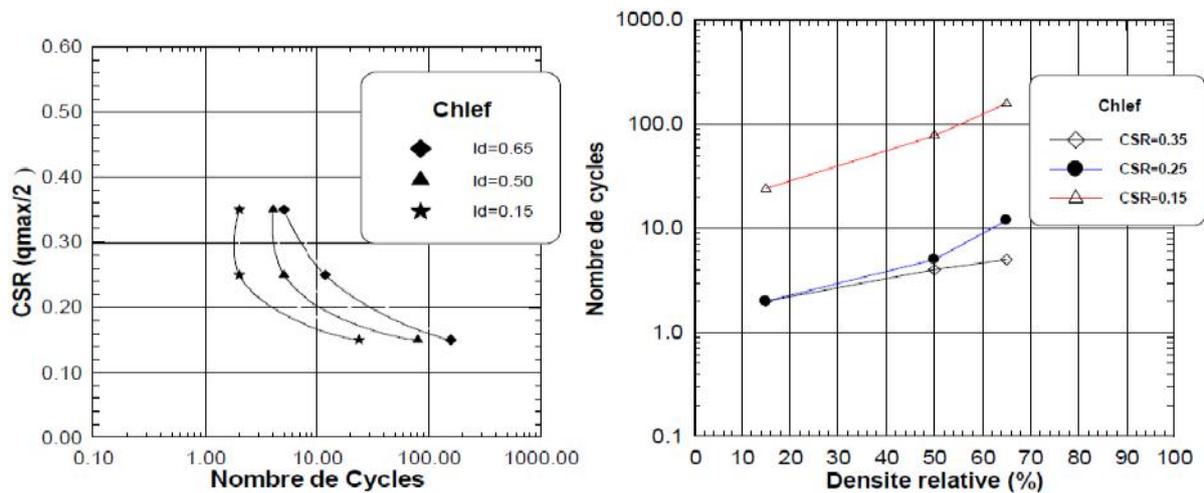


Figure 3. Effet de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction du sable de Chlef.

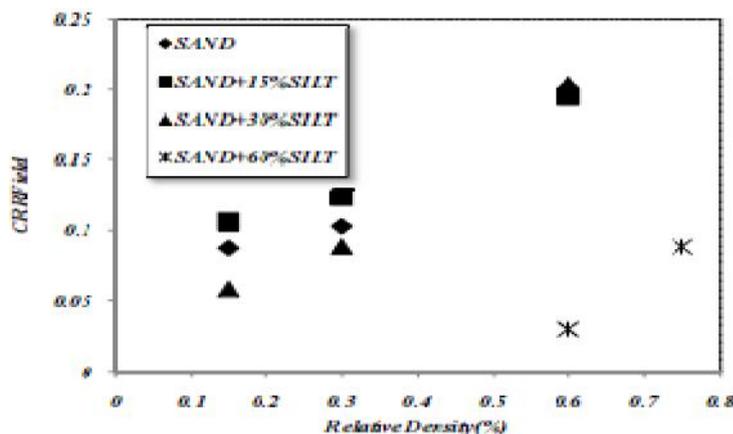


Figure 4. Effet de la teneur en fine au CRR vs densité relative.

Par contre, Mehmet, M. et Jerry, A (2011) [19], ont montré que la densité relative seule ne peut pas être une base de comparaison fiable pour le potentiel de liquéfaction d'un sable ayant les mêmes fines contenu mais avec des limons de rapport différent de diamètre de grain moyen (D_{50} sable / D_{50} limoneux). Par exemple, à 5% de teneur en fines, les échantillons à la fois Loch Raven et des fines SILCOSIL avaient la même densité relative; cependant, leur comportement non drainé était complètement différent, comme on le voit sur la Figure 5, à savoir, l'échantillon avec des fines Loch Raven liquéfiés, tandis que l'échantillon avec des fines SILCOSIL était stable. De même, à 20% de teneur en fines, le spécimen avec des fines SILCOSIL avait une densité relative supérieure à l'échantillon avec des fines de Potsdam, mais était plus liquéfiable. Par conséquent, pour une même densité, la teneur en particules fines et de contrainte de confinement, le rapport D_{50} sable / limon d_{50} diminue, le sable devient plus liquéfiable.

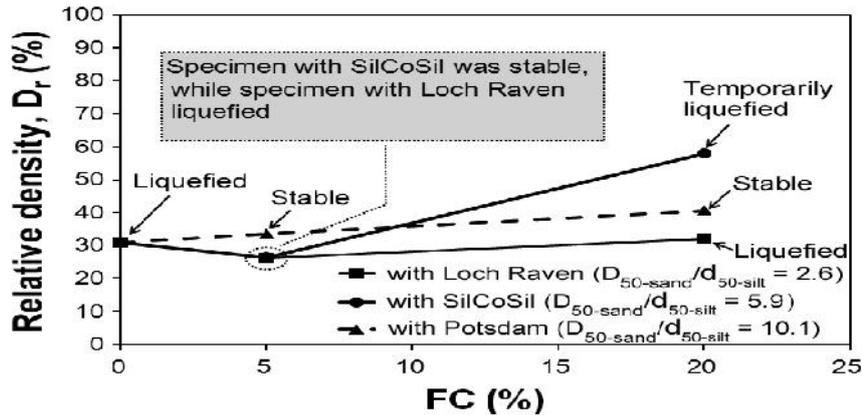


Figure 5. Changement de densité relative et le potentiel de liquéfaction des fines différentes teneurs et les limons pour les spécimens testés.

2.2. L'influence de confinement :

La liquéfaction résulte généralement du cisaillement non drainé d'un sol contractant, c'est le cas du sable dense sous haute pression de confinement ou du sable lâche sous haute ou basse pression de confinement. La variation de la pression de confinement peut alors modifier totalement le comportement du sol, d'où l'intérêt de l'étude des conséquences de cette variation.

Des essais réalisés par Banupriya, S. et al (2015) [20], sur un mélange du sable-limon pour des pressions de confinement du 50 Kpa à 250 Kpa, et d'après les résultats montrés sur la figure 6, ils sont observé que l'augmentation de la pressions de confinement augmente la contrainte déviatorique d'échec et l'échec déformation axiale, et l'augmentation de la teneur en fine (limon) diminue la contrainte déviatorique d'échec pour toutes les pressions de confinement.

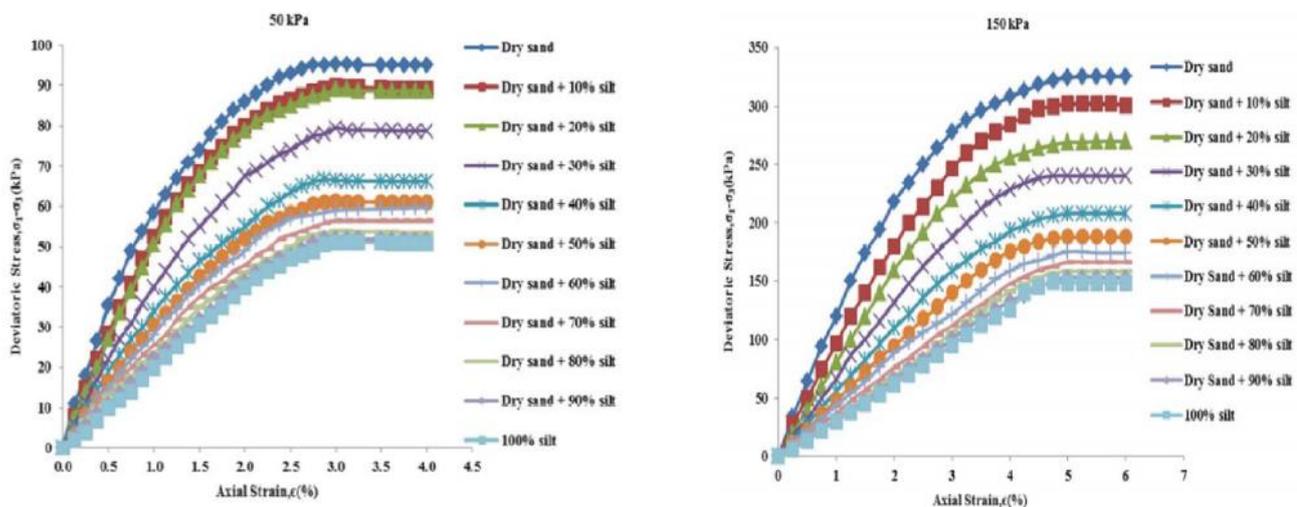
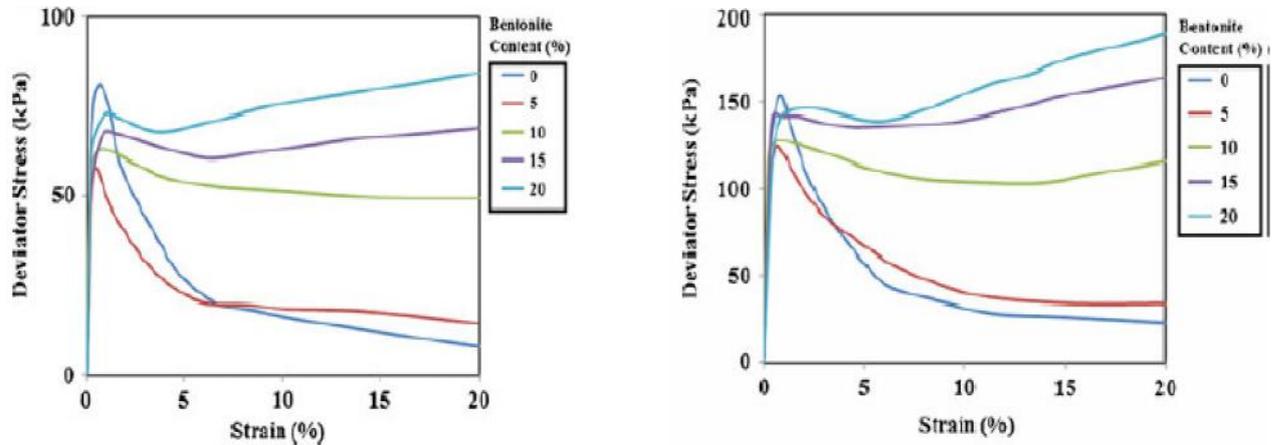


Figure 6. Courbes contrainte-déformation des mélanges de sable limoneux pour la pression de confinement pour 50 Kpa et 150 Kpa

Des séries d'essais réalisés par Bayat, M. et al (2012) [21], les figures 7 et 8 représentent les courbes de contrainte-déformation, des échantillons de sable avec différent teneur en Bentonite et Kaolinite (0, 5, 10,15 et 20%) à une pression de confinement nette de 100 Kpa et 200 Kpa. Les résultats montrent que la résistance non

drainé de spécimens ont augmenté les pressions de confinement ont augmenté par un Kaolinite donné ou le contenu de la Bentonite. En outre, il a été observé que le contenu bien a des effets considérables sur les courbes



contrainte-déformation pour la même pression nette de confinement.

Figure 7. Courbes contrainte-déformation des mélanges de sable-bentonite pour la pression de confinement pour 100 Kpa et 200 Kpa

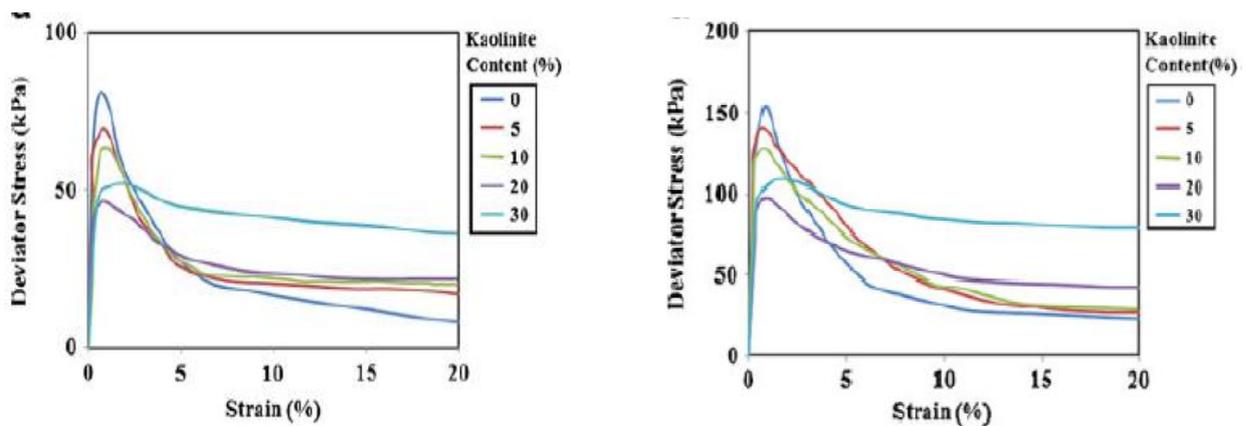


Figure 8. Courbes contrainte-déformation des mélanges de sable-kaolinite pour la pression de confinement pour 100 Kpa et 200 Kpa

2.3. L'influence des fines:

L'histoire montre que la plupart des sols liquéfiés in situ sont de nature alluvionnaire avec un pourcentage significatif de fines, En effet, la présence de fines, bien qu'elle ait pour effet d'accroître la densité, augmente considérablement le potentiel de liquéfaction statique.

Plusieurs chercheurs ont étudié la relation entre les fines de seuil de contenu vers la résistance de la liquéfaction.

Mohamed, B et al (2015) [22], ont montré que la variation de e_{max} et e_{min} en terme de teneur en fines (Figure 9) suit la même tendance. Les deux indices diminuent avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à 30%, puis ils augmentent après cette valeur.

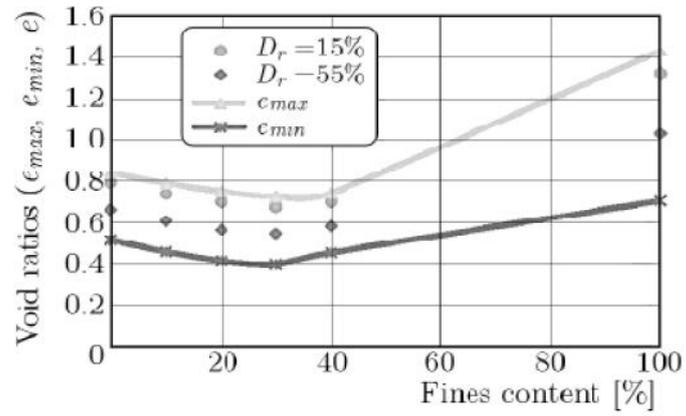


Figure 9. Rapport de l'indice des vides pour différentes densités relatives par rapport à la teneur en fines.

Bibliographie:

- [1] Park, S. S. and Kim, Y. S. 2013. Liquefaction Resistance of Sands Containing Plastic Fines with Different Plasticity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 139(5): 825–830.
- [2] Bayat, M., Bayat, E., Aminpour, H. and Salarpour, A. 2014. Shear Strength and Pore-Water Pressure Characteristics of Sandy Soil Mixed with Plastic Fine. *Arabian Journal of Geosciences*. 7(3): 1049–1057.
- [3] Benghalia, Y., Bouafia, A., Canou, J. and Dupla, J. C. 2014. Liquefaction Susceptibility Study of Sandy Soils Effect of Low Plastic Fines. *Arabian Journal of Geosciences*.
- [4] Yamamuro, J.A. & Covert, K.M. (2001). Monotonic and Cyclic Liquefaction of Very Loose Sands with High Silt Content. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE127, No. 4, 314-324.
- [5] Belkhatir M, Arab A, Della N, Missoum H, Schanz T (2010) Influence of intergranular void ratio on monotonic and cyclic undrained shear response of sandy soils. *Comptes Rendus Mécanique* 338: 290-303
- [6] Djafar Henni A, Arab A, Belkhatir M, Hamoudi Sa, Khelafi H (2011) Undrained behavior of silty sand : effect of the over consolidation. *Arab J Geosci*. Doi: 10.1007/s12517-011-0365-9
- [7] Belkhatir M, Arab A, Della N, Missoum H, Schanz T (2011) Undrained Shear Strength of Sand-silt Mixture: Effect of Intergranular Void Ratio and Other Parameters. *KSCE Journal of Civil Engineering* (2011) 15(8):1335-1342 DOI 10.1007/s12205-011-1051-x
- [8] Amini, F. and Qi, G. Z. 2000. Liquefaction Testing of Stratified Silty Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 126(3): 208–217.
- [9] Chien, L. K., Oh, Y. N. and Chang, C. H. 2002. Effects of Fines Content on Liquefaction Strength and Dynamic Settlement of Reclaimed Soil. *Canadian Geotechnical Journal*. 39(1): 254–265.
- [10] Xenaki, V. C. and Athanasopoulos, G. A. 2003. Liquefaction Resistance of Sand–Silt Mixtures: An Experimental Investigation of the Effect of Fines. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 23(3): 1–12.
- [11] Rahman, M. M. and Lo, S. R. 2014. Undrained Behavior of Sand-Fines Mixtures and Their State Parameter. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 140(7): 04014036.
- [12] Polito, C. and Martin II, J. R. 2001. Effects of Non plastic Fines on the Liquefaction Resistance of Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 127(5): 408–415.
- [13] Wang, Y. and Wang, Y. 2010. Study of Effects of Fines Content on Liquefaction Properties of Sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 272–277.
- [14] Brahim, A. Arab, A. Della, N. Lamri, B. Belkhatir, M. Djafar Henni, A. Mekkakia Maaza, M. 2011. Etude en laboratoire du renforcement des sols par géotextile. 1er Séminaire National de Génie Civil sur les Matériaux et Protection de l'Environnement.
- [15] Della, N. Arab, A. Belkhatir, M. Missoum, H. 2011. Influence de la method de reconstitution d'un sable lâche sur la résistance statique à la liquéfaction. XXIX^e Rencontres Universitaires de Génie Civil. Tlemcen.
- [16] Casagrande, A. Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. *Boston Society of Civil Engineers*, pages 13–32, 1936.
- [17] Arab, A. et Shahroui, I. 2010. Etude en laboratoire de l'amélioration des sols par l'augmentation de la densité relative. "SICZS_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010
- [18] Faradjollah Askari, Rouzbeh Dabiri, Ali Shafiee, Mohammad Kazem Jafari. 2011. Liquefaction resistance of sand-silt mixtures using laboratory based shear wave velocity *International Journal of Civil Engineering* 2011
- [19] Mehmet Murat Monkul and Jerry A. Yamamuro. 2011. Influence of silt size and content on liquefaction behavior of sands ARTICLE in *CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL*. Impact Factor: 1.33 · DOI: 10.1139/t11-001
- [20] Banupriya S, Soundarya M.K, P.R. Kalyan Chakravarthy. 2015. Stress-Strain and Strength Characteristics of Sand-Silt Mixtures *International Journal of Latest Trends in Engineering and Technology (IJLTET)* 2015
- [21] M. Bayat & E. Bayat & H. Aminpour & A. Salarpour. 2012. Shear strength and pore-water pressure characteristics of sandy soil mixed with plastic fine *Arab J Geosci* (2014) 7:1049–1057 DOI 10.1007/s12517-012-0753-9 2012
- [22] Mohamed B, Hanifi M, Karim B. 2015. Critical undrained shear strength of loose-medium sand-silt mixtures under monotonic loadings. *JOURNAL OF THEORETICAL AND APPLIED MECHANICS* 53, 2, pp. 331–344, Warsaw 2015 DOI: 10.15632/jtam-pl.53.2.331

MODELISATION PLUIE-DEBIT JOURNALIER PAR LES RESEAUX DE NEURONES EN ZONE SEMI-ARIDE «CAS DU BASSIN DE OUED OUAHRANE»

BENZINEB KHADIDJA¹, REMAOUN MOHAMED¹

¹ Laboratoire de Chimie Végétale-Eau-Energie, Université de Chlef, Algérie. E-mail : benzineb_kh@outlook.fr

² Laboratoire de Chimie Végétale-Eau-Energie, Département d'hydraulique, Université de Chlef, Algérie.

Résumé

Ce travail de recherche permettra de vérifier l'efficacité des réseaux de neurones formels pour la modélisation des débits de crues du bassin de oued Ouahrane à partir de la relation pluie-débit qui est non-linéaire. Deux modèles de réseaux de neurones ont été optimisés avec l'apprentissage supervisé et comparés afin d'atteindre cet objectif, le premier modèle avec la pluie en entrée et le second avec la pluie et l'ETP en entrée. Ces modèles neuronaux ont été comparés avec un autre modèle global, le modèle GR4j. Ensuite, il a été optimisé et comparé avec les trois premiers modèles, un troisième modèle de réseaux de neurone avec la pluie, l'ETP et l'humidité du sol (calculé par le modèle GR4j) en entrée, dans ce travail, sur le bassin de oued Ouahrane.

Les modèles neuronaux ont été optimisés avec l'algorithme de Levenberg Marquardt (LM), tandis que le modèle GR4j a été optimisé avec la méthode pas à pas. Le critère de Nash (%) et le coefficient de corrélation de Pearson (R) ont permis d'apprécier les performances de ces modèles.

Mots –Clés : modélisation, réseau de neurone, apprentissage supervisé, algorithme de Levenberg Marquardt, GR4J.

1. INTRODUCTION

La non-linéarité de la relation pluie-débit complique souvent la tâche des hydrologues dans leur souci de modéliser les débits à l'exutoire d'un cours d'eau. Aussi, l'identification de tous les processus intervenant sur un bassin versant et leur intégration dans un processus de modélisation abouti à des modèles complexes employant un nombre élevé de paramètres. Le recours à des modèles à faibles nombre de variables, capables de traiter la non-linéarité est donc indispensable.

Ces dernières années, avec l'apparition des algorithmes d'apprentissage par adaptation des poids et face à la non-linéarité de la relation pluie-débit, les recherches se sont approfondies vers de nouvelles approches non déterministes, comme l'illustrent les réseaux de neurones artificiels. Ils ont ouvert la voie à une catégorie de modèles pluie-débit basée sur l'intelligence artificielle [1, 2].

Les travaux de plusieurs auteurs dans ce domaine montrent que ces modèles, inspirés du fonctionnement des neurones biologiques, sont très performants pour la simulation et la prévision des débits sur les bassins versants. Plusieurs études menées en Amérique [3], en Europe [4, 5], en Afrique [6] et en Algérie [7, 8] confirment les meilleurs résultats de simulation et de prévision avec les réseaux de neurones.

Ce travail de recherche permettra de vérifier l'efficacité des réseaux de neurones formels pour la simulation des débits en zone semi-aride (cas du bassin de oued Ouahrane). En effet cette étude permettra d'optimiser et de comparer des modèles neuronaux et un modèle conceptuel global (GR4J) pour la simulation des débits du bassin de oued Ouahrane. Pour atteindre cet objectif, cet article commence par une présentation de la zone d'étude, vient ensuite le chapitre matériel et méthode où sont présentés les données ainsi que leurs prétraitements, l'architecture des différents modèles et les critères de performance qui permettront d'apprécier les modèles développés. Les résultats ainsi que leur discussion viendront mettre fin à cet travail.

2. PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Le sous bassin versant de oued Ouahrane objet de cette étude s'étend sur 270.15 km² au sud de Ténès et se situe au nord de l'ensemble hydrographique Cheliff-Zahraz. Ce bassin est limité au nord par bassin de l'oued Allala au sud par le bassin de oued Sly, à l'est par le bassin de oued Fodda et à l'ouest par le bassin de oued Ras (figure 1).

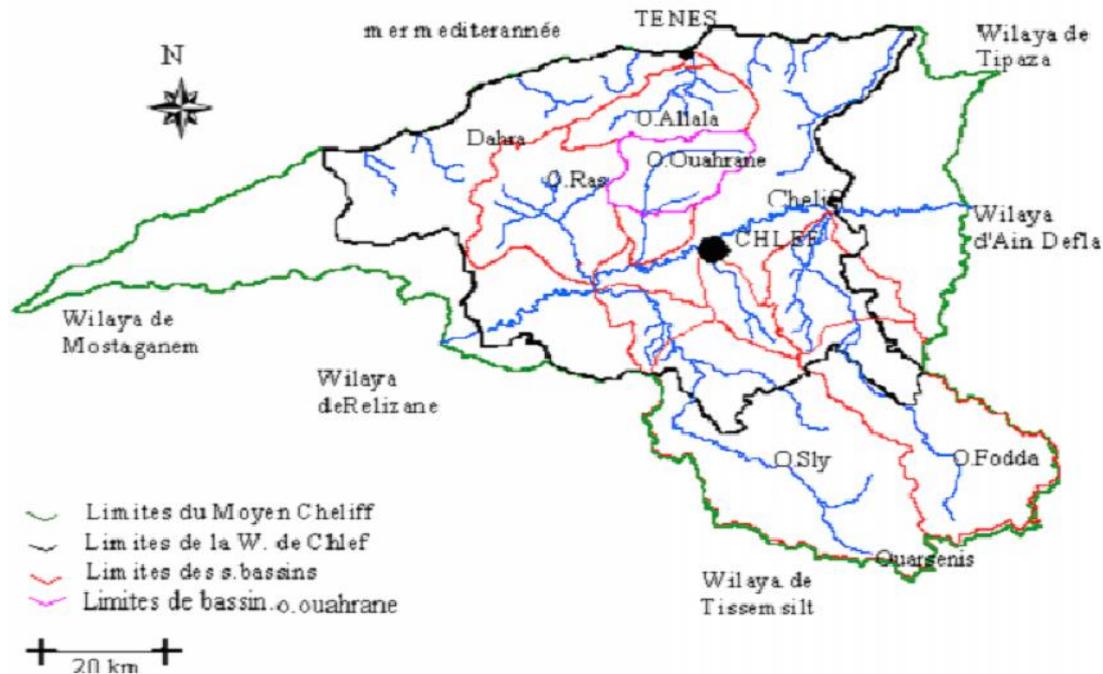


Figure 1. Localisation du bassin de oued Ouahrane dans le bassin du moyenne Cheliff

Le bassin de oued Ouahrane présente des conditions favorables à la formation des écoulements superficelle et des crues :

- Il est bien encadré par un relief accidenté d'une altitude assez considérable, et qualifié de assez fort ($D_s = 175,70$ m)
- La dominance des formations lithologiques de très faible perméabilité (40.90 % marnes et 16.34% argiles)
- faible couverture végétale
- l'importance des terrains de fortes pentes dépassant 12 % et qui concernent la zone argilo-marneuse
- un réseau hydrographique dense ($D_d = 5,15$ km / km²)
- une grande capacité de mobilisation des eaux ruisselées ($T_c = 10$ h)

3. MATÉRIEL ET MÉTHODES

3.1. Présentation et traitement des données hydro-climatiques

Le bassin versant de oued Ouahrane appartient au bioclimat semi-aride moyen tempéré. La température moyenne annuelle est de 18,7°C. La pluviométrie moyenne interannuelle est de 571mm. L'humidité relative est de 64%. Ce bassin est contrôlé par trois postes pluviométriques et une station de jaugeage (Larabaâ Ouled

MODELISATION PLUIE-DEBIT JOURNALIER PAR LES RESEAUX DE NEURONES EN ZONE SEMI-ARIDE «CAS DU BASSIN DE OUED OUAHRANE»

Farès). Les stations de Larabaâ Ouled Farès et de Benairia ont été opérationnelles à partir de la première moitié des années 1970 et le poste de Bouzghaia ayant démarré tardivement à partir de 1995.

Les présents travaux s'appuient sur une importante base de données (pluie, ETP et débit) couvrant l'ensemble de la zone d'étude. Elles ont été recueillies auprès de l'Agence Nationale des Ressources en Eau (A.N.R.H) de Blida et de l'Office National de la Météorologie (ONM) de Chlef.

Les séries de données pluviométriques mises à notre disposition (1982/83-2011/12) présentent des lacunes. Dans l'objectif d'avoir des séries de données continues, les données de pluies de la station de Benairia ont été comparées à la base de données de la station de Larabaâ Ouled Farès, choisie comme station de référence. De cette comparaison il ressort que les pluies de ces deux stations sont corrélées à 85% (Figure 2).

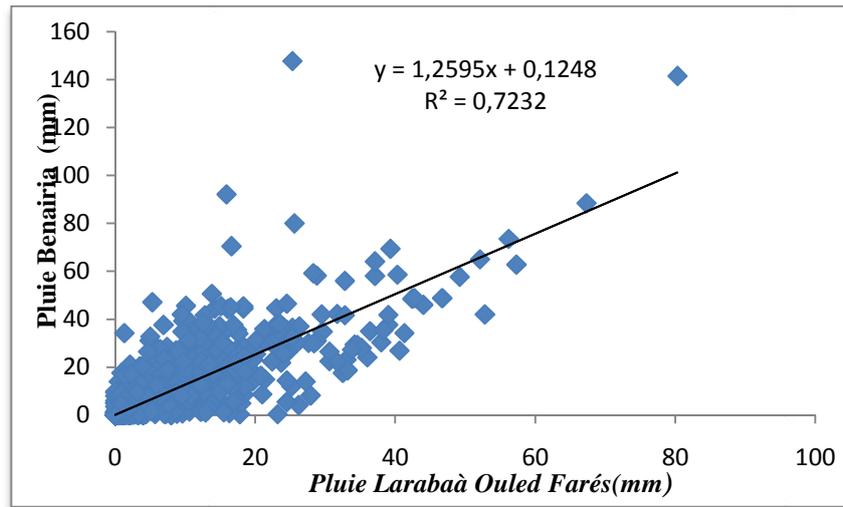


Figure 2. Corrélation pluie Larabaâ Ouled Farès et pluie Benairia

En ce qui concerne les données de débit, nous avons une série de 29 ans (1983/84 à 2011/12), les lacunes ont été comblées avec la méthode de la proportionnalité analogue.

Les données disponibles sont des chroniques de débits journaliers avec le débit maximum instantané de chaque mois où il est possible de sélectionner les débits de pointe moyens journaliers ou les débits maximums (figure3).

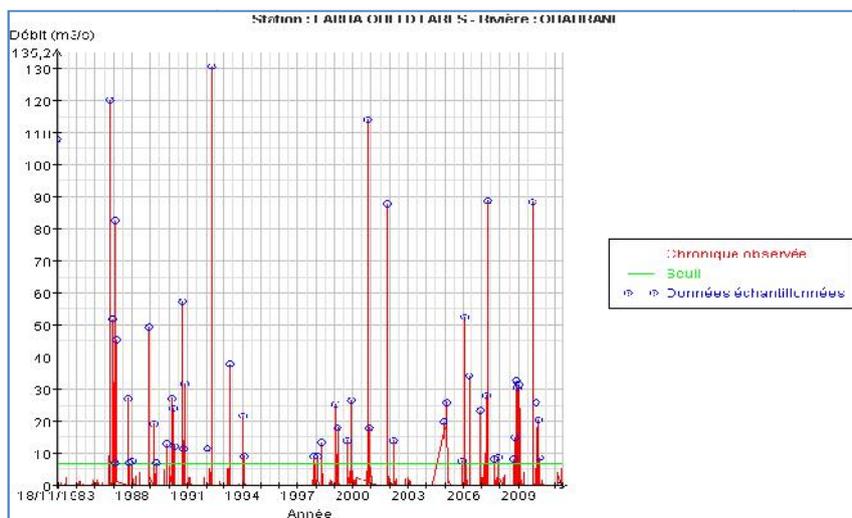


Figure 3. Chronique de débit à Larabaâ Ouled Farès

3.2. Présentation des modèles

3.2.1. Les réseaux de neurones

Depuis 1997, plusieurs centaines d'articles ont été publiés sur l'application des réseaux de neurones à la gestion des ressources en eau. La moitié des applications en hydrologie de ces modèles concernent la relation pluie-débit avec les travaux de plusieurs auteurs [9, 10, 11, 7, 12, 3, 13, 6].

Les réseaux de neurones sont composés d'éléments simples (ou neurones) fonctionnant en parallèle. Ces éléments ont été fortement inspirés par le système nerveux biologique [14, 15]. Comme dans la nature, le fonctionnement du réseau (de neurone) est fortement influencé par la connections des éléments entre eux. Des similitudes ont donc été établies entre les éléments des neurones biologiques et les composantes des Neurones Formels ou Artificiels (Figure4).

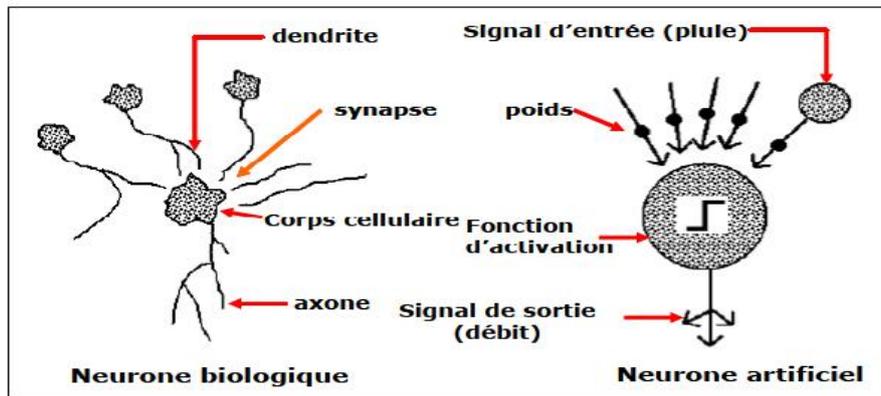


Figure 4. Analogie entre neurone biologique et neurone formel [16]

Plusieurs architectures de réseaux de neurones existent [16]. Mais, le Perceptron Multicouches, qui est une extension du Perceptron Monocouche, avec une ou plusieurs couches cachées entre l'entrée et la sortie est utilisé dans cette étude.

Un réseau de neurones multicouches est formé d'un assemblage d'éléments (neurones), chacun d'eux est lié à d'autres neurones. Ceux-ci sont disposés dans une série de couches : la première couche (couche d'entrée), la (ou les) seconde(s) couche(s) intermédiaire(s) (appelées couches cachées), et la dernière appelée couche de sortie. La figure 5 présente un MLP à une couche cachée.

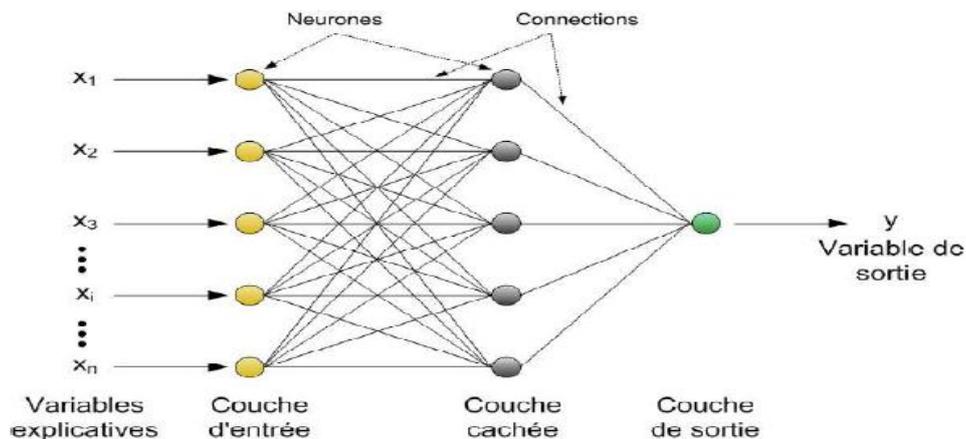


Figure 5. Structure générale d'un réseau de neurones multicouches.

MODELISATION PLUIE-DEBIT JOURNALIER PAR LES RESEAUX DE NEURONES EN ZONE SEMI-ARIDE«CAS DU BASSIN DE OUED OUAHRANE»

Caractéristiques des modèles utilisés

Dans l'optique de vérifier la performance de ces modèles sur le bassin versant de oued Ouahrane, il a été optimisé et comparé, dans ce travail, deux séries d'architectures (une première série avec la pluie en entrée (modèle Neur1) et une seconde avec la pluie et l'ETP en entrée (modèle Neur2).

Les différents poids (paramètres) des modèles neuronaux ont été ajustés en appliquant l'apprentissage supervisé en bloc avec l'algorithme Levenberg Marquardt (LM). La fonction d'activation généralement non linéaire classique est la fonction sigmoïde. Elle présente l'avantage d'être régulière, monotone, continûment dérivable, et bornée entre 0 et 1 :

$$G(r) = \frac{1}{(1 + e^{-r})} \tag{1}$$

Les différentes architectures proposées sont le résultat de plusieurs phases d'optimisation ayant permis de sélectionner les meilleures modèles (Tableau 1).

Tableau 1. Les meilleures architectures de réseaux de neurones retenus

| Modèles | Variables | Nombre de neurones sur la couche cachée | Architecture |
|---------------|--------------|---|--------------|
| <i>Neur 1</i> | Pluie | 4 | 141 |
| <i>Neur 2</i> | Pluie ETP | 4 | 241 |

3.2.2. GR4j

Le modèle GR4j (modèle du Génie Rural à 4 paramètres Journalier) a été utilisé comme modèle repère dans cette étude. C'est un modèle pluie-débit global à quatre paramètres.

Ce modèle a connu plusieurs versions, proposées successivement par [17, 18, 19, 20, 21 et 22] qui ont permis d'améliorer progressivement les performances du modèle. C'est la version de [22], représentée sur la figure5, dont sa structure fait apparaître des modèles conceptuels à réservoirs, avec une procédure de suivi de l'état d'humidité du bassin permettant de donner au modèle une mémoire des conditions antérieures et d'en assurer un fonctionnement en continu. Sa structure associe un réservoir de production et un réservoir de routage, des hydrogrammes unitaires ainsi que d'autres fonctions permettant de simuler le comportement hydrologique du bassin.

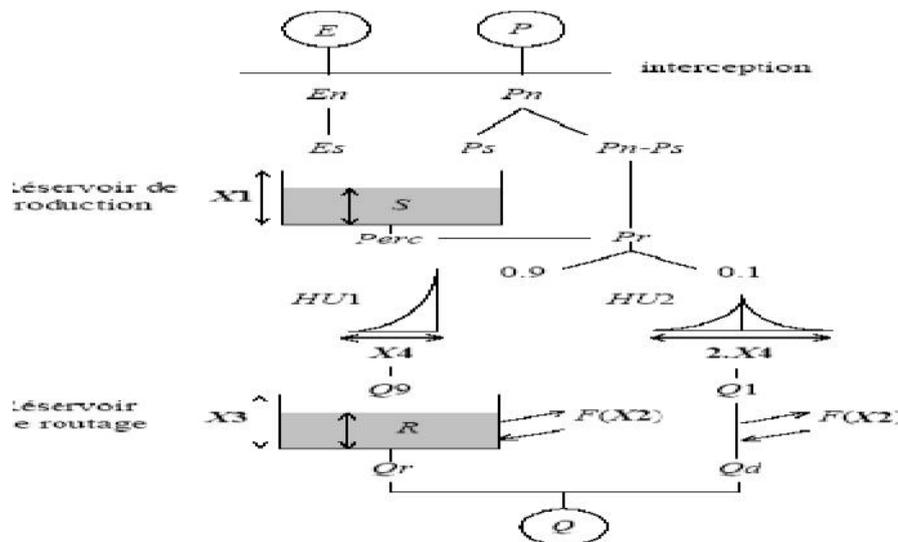


Figure 5. Structure générale du modèle GR4j [22]

3.2.3. Critères de performance

Les critères de performance utilisés pour cette étude sont : le critère de Nash et le coefficient de corrélation de Pearson. Le critère de Nash Introduit par [23], il est défini par :

$$Nash = (100) \times \left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n (T_i - P_i)^2}{\sum_{i=1}^n (T_i - \bar{P})^2} \right) \quad (2)$$

avec :

Ti et Pi respectivement les débits mesurés (observés) et calculés pour les $i = 1, \dots, N$, \bar{P} est la moyenne des débits calculés.

En ce qui concerne le coefficient de corrélation de Pearson, il est habituellement utilisé pour évaluer la performance des modèles hydrogéologiques et hydrologiques [24], il est obtenu en calculant la régression linéaire entre les valeurs (débits) calculées et les valeurs (débits) observées ou mesurées. Sa formulation est donnée par l'équation 3

$$R = \frac{\sum_{i=1}^N t_i P_i}{\sqrt{\left(\sum_{i=1}^N t_i^2 \right) \left(\sum_{i=1}^N P_i^2 \right)}} \quad (3)$$

avec :

Ti et Pi respectivement les débits mesurés (observés) et calculés pour les $i = 1, \dots, N$, \bar{T} et \bar{P} sont les moyennes respectives des débits observés et calculés. N, le nombre d'entrées ; $t_i = T_i - \bar{T}$, $p_i = P_i - \bar{P}$

3. RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

Dans l'optique de mieux apprécier la performance et la robustesse des modèles développés, ainsi que leur pouvoir prédictif, nous présentons à la fois les résultats observés durant les phases de calage et de validation. L'opération de calage a été effectuée sur une période de 02 années (1998-2000). Pour la validation nous avons utilisé de nouvelles bases de données correspondant à la période (2007-2009).

Les résultats du calage et de la validation des deux stations (Larabaà Ouled Farès et de Benairia) sont représentés dans le tableau 2.

D'après le tableau 2 on remarque que :

- les résultats obtenus avec les différents modèles développés (modèles neuronaux (Neur1 et Neur2) et le modèle GR4j) sont généralement très satisfaisants en calage avec des critères de Nash qui sont supérieurs à 70% et les coefficients de corrélation de Pearson varient de fort à très forts entre 0,65 et 0,92 en calage et en validation.
- Les résultats de simulation obtenues par les deux stations (Larabaà Ouled Farès et de Bénairia) sont proche, mais la comparaison entre les deux montre que la station de Larabaà Ouled Farès donne des bons résultats par rapport à celle de Bénairia. Les figures représentées par la suite dans cet article sont celle de la station de Larabaà Ouled Farès.

Tableau 2. Performance des modèles neuronaux (Neur1, Neur2) et du modèle GR4j aux stations d'étude

| Station | Modèle | Calage | | Validation | |
|---------------------|--------|----------|-------|------------|-------|
| | | Nash (%) | R | Nash (%) | R |
| Larabaà Ouled Fares | Neur 1 | 74,66 | 0,857 | 53,26 | 0,66 |
| | Neur 2 | 84,79 | 0,920 | 64,17 | 0,737 |
| | GR4j | 76,54 | 0,879 | 58,40 | 0,773 |
| Benairia | Neur 1 | 71,84 | 0,853 | 52,06 | 0,652 |
| | Neur 2 | 84,36 | 0,918 | 59,16 | 0,714 |
| | GR4j | 72,44 | 0,852 | 56,97 | 0,755 |

MODELISATION PLUIE-DEBIT JOURNALIER PAR LES RESEAUX DE NEURONES EN ZONE SEMI-ARIDE «CAS DU BASSIN DE OUED OUAHRANE»

L'ajout de l'évapotranspiration potentielle améliore la performance des réseaux de neurones, tant en calage qu'en validation pour les deux stations.

Une comparaison faite entre les performances des modèles neuronaux (Neur1 et Neur2) et le modèle GR4j montre que le modèle neuronal (Neur2) est plus performant que le modèle GR4j tant en calage qu'en validation, et le modèle neuronal (Neur1) est moins performant que le modèle GR4j tant en calage qu'en validation.

La Figure7 représente les hydrogrammes mesurés et calculés respectivement pour les modèles neuronaux Neur1, Neur2 et le modèle GR4j à la station de Larabaà Ouled Fares et la station de Benairia.

La lecture du tableau2 et l'analyse de la figure8 permet de constater que les réseaux de neurones avec la pluie seulement en entrée sont moins performants que le modèle GR4j. En revanche, l'ajout de l'évapotranspiration potentielle améliore un peu la performance du réseau de neurone, le modèle neuronal (Neur2) apparaît plus performant que le modèle GR4j pour les deux stations. Les travaux de [25], ont montré que l'ETP influence plus les oscillations journalières du débit d'une rivière que les eaux souterraines qui sortent du bassin versant considéré.

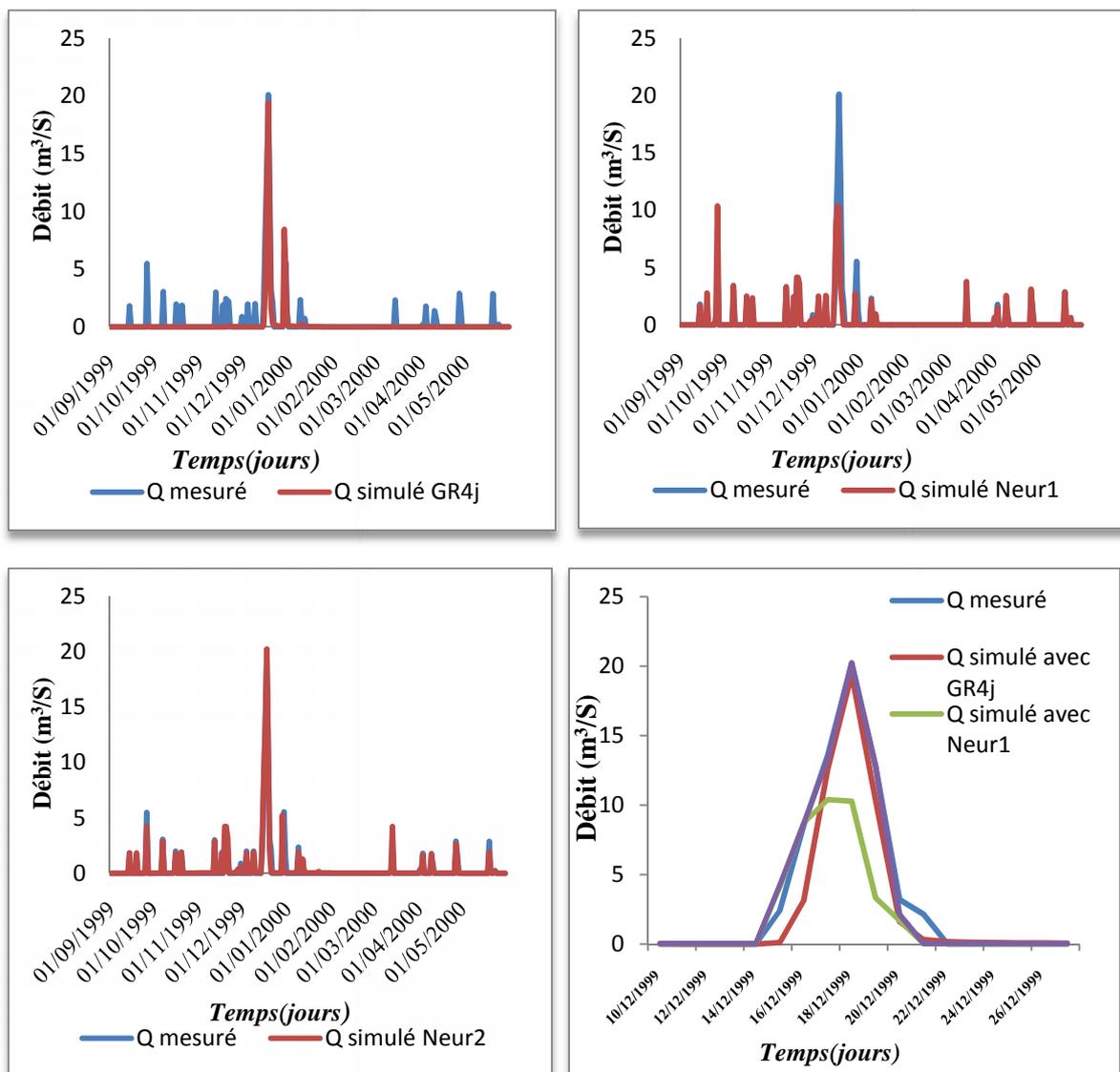


Figure 6. Évolution des hydrogrammes mesurées et calculés par les modèles GR4j et les modèles neuronaux à la station de Larabaà Ouled Farés pendant le calage

MODELISATION PLUIE-DEBIT JOURNALIER PAR LES RESEAUX DE NEURONES EN ZONE SEMI-ARIDE «CAS DU BASSIN DE OUED OUAHRANE»

Réseau de neurones à trois entrées (Neur3)

Les résultats précédents ont montré la nécessité d'améliorer les performances des modèles neuronaux. Pour cela, nous avons décidé d'introduire une troisième entrée.

Le niveau d'humidité du réservoir sol: simulé par le modèle GR4j, il représente une donnée indispensable pour orienter les réseaux de neurones.

Le modèle Neur 3 (réseau de neurones à trois entrées: pluie, ETP et l'humidité du sol) est optimisé et comparé avec les autres modèles (Neur1, Neur2 et GR4j). L'architecture de ce modèle (Neur3) est fixée après plusieurs phases d'optimisation (perceptron multicouches à une couche cachée avec cinq neurones sur la couche cachée).

Les résultats présentés dans le Tableau 3 montrent une amélioration considérable des performances des réseaux de neurones à trois entrées. En effet pour les phases de calage, on obtient une valeur du critère de Nash élevée (>90%), les résultats obtenus dans la phase de validation sont acceptables pour les deux stations. Ceci exprime le bon fonctionnement du modèle et le choix judicieux d'une troisième entrée décisive pour l'orientation du modèle.

Des études similaires [26] ont montré que, plus les données en entrée des réseaux de neurones sont nombreuses et plus ces modèles sont performants.

Tableau 3. Performance du réseau de neurones à trois entrées (Neur3) aux stations d'étude

| | | Nash (%) | R |
|-------------------|--------------------------------------|-----------------|----------|
| Calage | <i>Station de Larbàa Ouled Farés</i> | 91,69 | 0,955 |
| | <i>Station de Benairia</i> | 90,25 | 0,952 |
| Validation | <i>Station de Larbàa Ouled Farés</i> | 70,80 | 0,826 |
| | <i>Station de Benairia</i> | 69,98 | 0,795 |

À la figure7, on note une bonne reproduction des hydrogrammes aux deux stations (Larabaà Ouled Farés et Benairia) par le modèle neuronal Neur3. Les hydrogrammes observés et calculés sont en effet très bien synchrones avec là où apparaissent les crues.

Pour l'ensemble de la série simulée, les débits sont reproduits de manière régulière, avec une bonne simulation des débits de pointes.

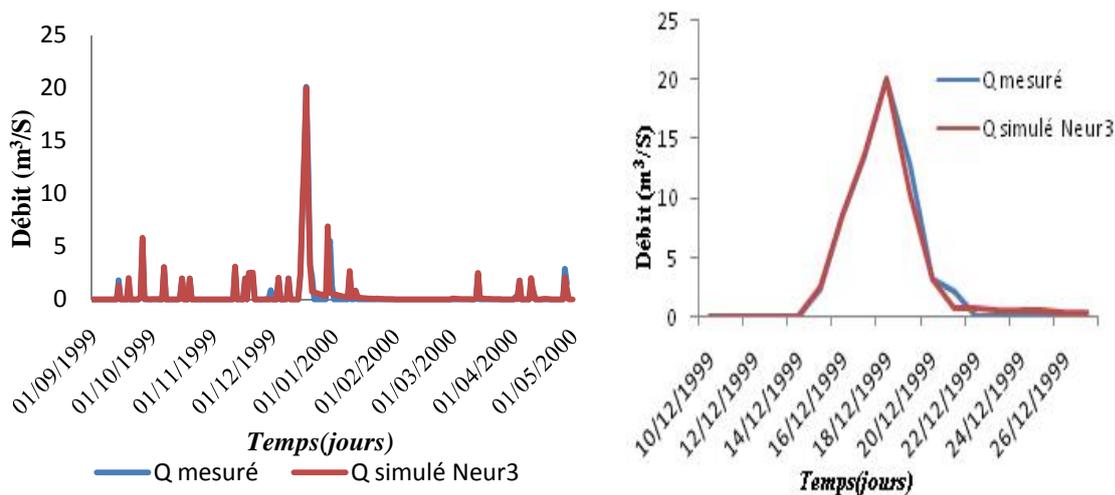


Figure 7. Évolution des hydrogrammes mesurées et calculés par le modèle Neur3 à la station de Larabaà Ouled Farés pendant le calage

3. CONCLUSION

Notre étude visait à explorer les performances des réseaux de neurones (modèle à boîte noire). En effet, ces modèles ont été optimisés et comparés avec un autre type de modèle le GR4j (modèle conceptuel à réservoirs). Les réseaux de neurones (Neur1) avec une seule entrée (pluie) sont moins performants que le modèle GR4j. En revanche, l'ajout de l'évapotranspiration (ETP) comme variable explicative à l'entrée des modèles neuronaux développés (Neur2) a fortement amélioré leurs performances. En effet, le modèle neuronal (Neur2) est plus performant que le modèle GR4j tant en calage qu'en validation.

Vue la complexité de la relation pluie-débit au pas de temps journalier, l'amélioration du réseau de neurone est indispensable. Ainsi l'introduction d'une troisième entrée (humidité du sol simulé par le modèle GR4j) paraît nécessaire pour optimiser ce modèle.

Le modèle neuronal (Neur3) à trois entrées (pluie, ETP et humidité du sol) testé sur le bassin de oued Ouahrane a donné des résultats meilleurs que ceux obtenus par les autres modèles. Ce modèle permet une meilleure reproduction des débits maxima et simule les débits assez correctement, même en validation.

La combinaison des deux approches, conceptuelle et boîte noire, semble donc indispensable pour améliorer la qualité de la modélisation pluie-débit au pas de temps journalier.

Bibliographie

- [1] French, M., Krajewski, W. & Cuykendall, R. (1992) Rainfall forecasting in space and time using neural network. *J. Hydrol.* 137, 1–31.
- [2] Minns, A. & Hall, J. (1996) Artificial neural network as rainfall-runoff models. *Hydrol. Sc. J.* 41(3), 399–417.
- [3] H. WENRI, B. XU, et C. H. AMY, «Forecasting flows in Apalachicola river using neural networks». *Hydrological Processes*, Vol. 18, (2004) 2545-2564.
- [4] A. JOHANNET, P. A. AYRAL. et B. VAYSSADE, «Modelling non measurable processes by neural networks: forecasting underground's flow». *International Joint Conferences on Computer, Information and Systems Sciences and Engineering*, 4-14 December, Springer, (2006) 6
- [5] P. A. AYRAL, «Contribution à la spatialisation du modèle de prévision des crues éclairées ALHTAIR. Approche spatiale et expérimentale, application au bassin versant du Gardon d'Anduze». Thèse de Doctorat, Université de Provence, Aix-Marseille 1, LGEI, Ecole des Mines d'Alès, Alès, France, (2005) 311
- [6] Y. B. KOFFI, P. A. AYRAL, A. M. KOUASSI, A. JOHANNET et J. BIEMI, Modélisation des débits des rivières en région tropicale humide : application des réseaux de neurones et du modèle GR2M au Bandama Blanc (CÔTE D'IVOIRE). *Rev. Ivoir. Sci. Technol.*, 17 (2011) 151 – 171
- [7] N. DECHEMI, B. A. TARIK et A. ISSOLAH, «Modélisation des débits mensuels par les modèles conceptuels et les systèmes neuro-flous». *Revue des Sciences de l'Eau*. Vol. 16 n°4, (2003) 407-424.
- [8] B. A. TARIK et N. DECHEMI, «Daily rainfall-runoff modelling using conceptual and black box models; testing a neuro-fuzzy model». *Journal des Sciences Hydrologiques*, Vol. 49, (2004) 919-930.
- [9] L. DIMOPOULOS, S. LECK, et J. LAUGA, «Modélisation de la relation pluie-débit par les réseaux connexionnistes et le filtre de Kalman». *Journal des Sciences Hydrologiques*, Vol. 41, n°2, (1996) 179-193.
- [10] R.J. ABRAHART et L. SEE, «Comparing neural network and autoregressive moving average techniques for the prevision of continuous river flow forecasts in two contrasting catchments». *Hydrological Processes*, Vol. 14, (2000) 2157-2172.
- [11] A. H. SCHUMANN, R. FUNKE et G. A. SCHULZ, «Application of a geographic information system for conceptual rainfall-runoff modelling». *Journal of Hydrology*, Vol. 240, (2000) 45-61.
- [12] C. LI-CHIU, C. JOHN, et C. YEN-MING, «A two-step-ahead recurrent neural network for stream-flow forecasting». *Hydrological Processes*, Vol. 18, (2004) 81-92.
- [13] J. ASHU, K. P. SUDHEER et S. SANAGA, «Identification of physical processes inherent in artificial neural network rainfall-runoff models». *Hydrological processes*, Vol 18, (2004) 571-581
- [14] P. COULIBALY, F. ANCTIL, et B. BOBEE. Prévion hydrologique par réseaux de neurones artificiels : Etat de l'art. *Revue canadienne de génie civil*, Vol. 26 (1999) 293-304
- [15] P. J. WERBOS. Applications of advances in nonlinear sensitivity analysis. *System modeling and optimization*. Drenick R. et Kozin F. Springer-Verlag, New York (1981) 762-770.

MODELISATION PLUIE-DEBIT JOURNALIER PAR LES RESEAUX DE NEURONES EN ZONE SEMI-ARIDE«CAS DU BASSIN DE OUED OUAHRANE»

- [16] C. TOUZET. Les réseaux de neurones artificiels. Introduction au connexionnisme. Cours, exercice et travaux pratiques (1992) 58
- [17] EDIJATNO, NASCIMENTO, N.O., YANG, X., MAKHLOUF, Z. et MICHEL, C. (1999), GR3J: a daily watershed model with three free parameters. Hydrological Sciences Journal, 44(2), pp 263-277.
- [18] EDIJATNO et MICHEL C., (1989), Un modèle pluie-débit journalier à trois paramètres. La Houille Blanche, n° 2, pp.113-121.
- [19] NASCIMENTO.N.O (1995), Appréciation à l'aide d'un modèle empirique des effets d'action anthropiques sur la relation pluie-débit à l'échelle du bassin versant. Thèse de Doctorat, CERGRENE/ENPC, Paris, 550 p.
- [20] EDIJATNO (1991), Mise au point d'un modèle élémentaire pluie-débit au pas de temps journalier. Thèse de Doctorat, Université Louis Pasteur/ENGEES, Strasbourg, 242 p.
- [21] PERRIN Charles (2000), Vers une amélioration d'un modèle global pluie-débit au travers d'une approche comparatif docteur de institut national polytechnique de Grenoble L' INPG, 527p.
- [22] PERRIN .C, CLAUDE .M, VAZKEN A (2003), Improvement of a parsimonious model for stream flow simulation, journal hydrologique, (279), pp 275-289.
- [23] J. E NASH. et J. V. STUCLIFFE, «River flow forecasting through conceptual models». Part 1. A discussion of principles. Journal of Hydrology, Vol. 10, (1970) 282-290.
- [24] X. LEGATES, and J. MCCABE, „„Evaluating the use of "goodness-of-fit" measures in hydrologic and hydroclimatic model validation““. Water Resources Research, Vol. 35, n°1 (1999) 233-241
- [25] J. CALLEDE, „„Oscillation journalière du débit des rivières en l'absence de précipitation““, Cah. ORTOM, Sér., Hydrol., vol. XIV, n°3 (1977) 219-283
- [26] N. R RIJA, P. LAURET, Z. A. RANDRIAMANANTANY et J. C. GATINA „„Modélisation du régime annuel des petites rivières en vue d'installation de microcentrales hydroélectriques““, Afrique Science, 05(1) (2009) 39- 49

INFLUENCE DE LA BANQUETTE DE DRS SUR LE RUISSELLEMENT ET TRANSPORT SOLIDE EN ALGERIE.

ZEDAM Miloud¹, ARABI Mourad², SAAD HAMMOUDI Abedal Mir¹

¹UNIVERSITE HASSIBA BEN BOUALIDE CHLEF, ALGERIE.

E-mail: zizoumiloud@gmail.com

² INSTITUT NATIONAL DE RECHERCHE FORETIERE (INRF), STATION AIN DHEB, 26001 MEDEA, ALGERIE.

RESUME

Les montagnes méditerranéennes semi aride ont subi une forte dégradation depuis le temps historiques en relation avec les importants déboisements qu'elles sont connues. Dans le contexte climatique marqué par la rareté des pluies et la violence des orages, l'Algérie a réalisé un effort considérable en infrastructure hydraulique pour améliorer la disponibilité en eau des villes, l'irrigation des plaines et le développement de l'industrie. Cet effort est malheureusement contrarié par l'érosion hydrique. L'érosion attaque principalement l'horizon supérieur, le plus riche en matière organique et qui entraînent un appauvrissement des sols et une diminution de l'infiltration. Pour lutter contre ce phénomène, l'Algérie a généralisé à la fin des années 1940 un modèle unique de traitement mécanique des versants, la banquettes de DRS issue de la formule de Saccardy. Après plus de 40ans, l'Algérie a lancé un programme de recherche pour évaluer l'efficacité des techniques de DRS.

Mots clés: banquettes de DRS, ruissellement, érosion, transport solide, nord Algérie.

1. INTRODUCTION

Dans un contexte que caractérise l'exiguïté des ressources hydriques, la nécessité de mieux conserver la ressource en eau, élément naturel le plus précieux pour la plus part des pays arides et semi arides, est devenu primordiale. Les précipitations sont faibles et irrégulières, l'évaporation est forte et les nappes souterraines sont souvent surexploitées. L'irrégularité des précipitations se répercute sur le régime de l'écoulement alimenté à plus de 80% par des crues brèves et intenses.

L'érosion hydrique constitue le plus important. Cependant, son importance est extrêmement variable d'un point à un autre. Le manque d'une couverture végétale pérenne, la violence des précipitations, le caractère des sols et la surexploitation agricole provoqué une érosion excessive sur les terres agricoles. A cause de la sécheresse et l'augmentation de la pression démographique, les terres agricoles a été sujette à une forte dégradation de terre et ainsi qu'à une érosion importante. Un facteur de peu d'importance dans ce processus est l'érosion éolienne qui est causée par le vent. A vitesse faible, les particules limoneuses sont seules mises en suspension. Lorsque la vitesse du vent 10m/s, les sables fins sont à leur tour mis en mouvement. Les argiles et les sols humides sont suffisamment cohérents pour ne pas être érodés.

Pour lutter contre l'érosion en Algérie, des moyens importants ont été consentis entre 1940 et 1977 pour revégétaliser l'amont des bassins-versants, stabiliser les ravines, restaurer la productivité des terres et protéger les barrages de l'envasement : c'est la stratégie de défense et restauration des sols (DRS) qui allie en quelque sorte l'approche « Restauration des terrains de montagne » (RTM) des forestiers français à celle de la Conservation de l'eau et des sols (CES) des agronomes américains. Sur les terres cultivées, il s'agit d'imposer des ouvrages mécaniques de petite hydraulique rurale tels que banquettes de diversion, murettes, terrasses d'absorption totale, gradins, le plus souvent consolidés par des arbres fruitiers. Ils sont disposés en courbes de niveau, de façon à freiner l'action érosive du ruissellement sur les versants et à limiter les inondations et l'envasement des barrages.

Après 40 années de DRS, les terres continuent à se dégrader et la production de céréales à diminuer, l'érosion à se développer et les barrages à s'envaser rapidement ; les paysans, qui ont perdu de 5 à 15 % de surface agricole utile (SAU) n'ont pas vu leurs rendements améliorés. Le coût élevé des ouvrages et les résultats peu concluants ont donc conduit les pouvoirs publics, en 1977, à l'abandon de cette stratégie. Or, près de 400 000 hectares de terres ont été aménagés dans des circonstances écologiques et socio-économiques très diverses.

La première phase de notre étude a été réservée à l'inventaire des aménagements et rechercher les causes réelles, de l'échec de ces aménagements ou de réussite en faisant une analyse scientifique de tous les facteurs pour mettre au point les conditions favorables à l'implantation des différents types d'aménagement après avoir opter pour les plus efficaces. Ainsi que la sélection d'un nombre des bassins versants traités en banquettes de DRS. Cette analyse permettra par ailleurs de choisir la méthode de traitement des données hydrométéorologiques au cours de la période d'aménagement et qui sera axée sur le dépouillement et le traitement de ces données. Egalement, l'acquisition et le dépouillement des données sont effectués pour rendre homogène des séries de données disponibles. Il a été question d'approfondi la recherche bibliographique non seulement pour l'aménagement des banquettes de DRS mais pour l'aménagement des bassins versants et d'utiliser les techniques statistiques pour la modélisation de l'érosion en faisant apparaître les paramètres qui explique ce phénomène.

Notre travail suggère la comparaison de plusieurs bassins versants traités en banquettes de DRS, dont l'objectif principal est l'évaluation de l'impact de ces banquettes sur le ruissellement et les transports solides afin d'aboutir à un projet d'aménagement adapté aux bassins versants et l'analyse des effets de ces traitements sur le régime hydrologique et les processus d'érosion. Plusieurs bassins ont reçus un traitement de CES / DRS très extensif par rapport à d'autres. C'est pour cela les bassins expérimentaux sont très appropriés pour faire l'analyse envisagée. L'analyse doit également donner une indication de l'efficacité des travaux de CES / DRS exécutés pour changer le régime hydrologique d'un bassin versant.

2. AMENAGEMENT ET TECHNIQUE TRADITIONNELLES

L'érosion est très active dans les montagnes du nord ouest algérien, Les conditions naturelles de l'Algérie (climat, relief, sol et couverture végétale) associées à une société rurale bien particulière qui a toujours su mettre en œuvre des formes de gestion communautaires ont contribué au développement et au perfectionnement de techniques de gestion et de conservation de l'eau et des terres qui ont servi de support à la survie d'une population souvent trop nombreuse par rapport aux ressources disponibles. Une première analyse a été effectuée en 2004 – 2005 et nous voulons deux années après évaluer sommairement l'efficacité d'un certain nombre d'aménagements antiérosifs (Mazour, 1992).

L'érosion s'est développée sous différentes formes : décapage de l'horizon humifère, formation de rigoles évoluant en ravines sur les versants, localement ravinement généralisé, glissements de terrain, dégradation des berges et divagation des oueds dans les vallées sont les signes d'une dégradation poussée et généralisée des paysages de cette région.

Nous savons que bon nombre de ces techniques furent abandonnées avec le temps, suite à des événements historiques (invasions, colonisation, décolonisation, exodes,...) et des phénomènes de changement d'usage des terres qui sévirent dans les zones montagneuses du Nord de l'Algérie, mais certaines techniques défient le temps et les cultivateurs ruraux les ont conservées et parfois améliorées (Mazour, 2002).

Les paysages ruraux sont le fruit d'aménagements lentement élaborés par les agriculteurs. Parmi les innombrables exemples d'aménagement de surface de production, les terrasses et terrassates à l'amont de murets ou talus sont un phénomène largement répandu dans les montagnes telliennes et même sur le pourtour méditerranéen. Dans un milieu où la maîtrise des eaux est essentielle à la production agricole, où le sol est fragile et constamment soumis à l'érosion, ce type d'aménagement pourrait répondre à un double objectif : la conservation de l'eau et du sol et l'augmentation de la productivité des terres. Il est cependant assez rare de rencontrer seul ce même type d'aménagement, il est souvent associé à d'autres techniques complémentaires dans une répartition spatiale qui est loin d'être uniforme (Mazour et al. 2002).

Un des aspects intéressants des techniques traditionnelles est justement leur diversité et la complexité dans leur fonctionnement combiné. Il est à noter que beaucoup de ces techniques traditionnelles les plus intéressantes restent localisées dans des sites bien déterminés. Il faut souligner l'implication de la femme rurale dans l'entretien et la gestion des différentes techniques.

Les techniques traditionnelles ont non seulement des liens étroits avec les conditions agro écologiques de la zone mais aussi avec ses caractéristiques socio-économiques (Benchetrit, 1972).

Les monts de Tlemcen, à plus de 1000 mètres d'altitude, les pentes fortes dépassant 30%, les sols peu profonds sur un substrat calcaire entretenant une végétation naturelle assez dense sous forme de maquis de chêne et de

résineux et les pluies relativement abondantes et agressives en hivers et au printemps font que les risques d'érosion et de ravinement sont très élevés dans cette région. (Mazour, 2004).

Dans les monts de Beni Chougrane à Tliouanet, bordj, de nombreuses techniques traditionnelles ont été pratiquées. Cette zone, caractérisée par de fortes pentes sur des terrains calcaires et marneux est très affectée par l'érosion. Certains aménagements sont très localisés, d'autre très éparpillés dans l'espace (terrasse, terrassâtes, murette, talus, cordons pierreux, haies vives, cuvettes, madjens...). Ces aménagements sont élaborés souvent sur les bas de versant et sur les lits des oueds. L'appréciation et l'évaluation de l'état actuel de ces aménagements montre que certains sont en voie de disparition et ceci n'est pas dû à leur faible efficacité mais aux changements dans les rapports socio-économiques. Par contre d'autres sont encore largement utilisés (cordons, cuvettes d'irrigation, madjens, haies vives...).

3. TECHNIAUE CULTUREQLES (CES)

La gestion durable de l'environnement et l'aménagement des différentes unités du paysage ont été basés sur des techniques nommées CES – Conservation des eaux et des sols et DRS - Défense et restauration des sols. Ces techniques CES/DRS ont permis aux populations de gérer leurs écosystèmes et d'aménager leurs espaces de production. Cela a contribué à mieux préparer les populations aux changements environnementaux (changements climatiques, dégradation des terres) et aux chocs, et notamment aux sécheresses.

La majorité des techniques d'aménagement des sols ont été développées dans les années 1970 et 1980, en réponse à des crises humanitaires et écologiques s'accompagnant de famines sévères et de pertes importantes d'espaces agricoles, pastoraux et sylvicoles (servant de sources d'approvisionnement en bois et en fourrage et de réservoirs de biodiversité).

Les mesures de CES/DRS visent plusieurs buts à la fois :

- a. Une meilleure gestion de l'eau,
- b. L'augmentation de la productivité des espaces agricoles, sylvicoles et pastoraux,
- c. Une gestion durable sur le plan environnemental, social et économique.
- d. Les mesures de CES/DRS stabilisent les bases d'existence des populations, diminuent leur vulnérabilité aux chocs externes tels les changements climatiques et contribuent à renforcer la résilience.

Le Service de la Restauration des Sols en Algérie emploie la technique des travaux de banquettes pour la défense du sol contre l'érosion. Leur rôle est de retenir les eaux de ruissellement, de faciliter leur infiltration ou de les conduire sous un faible volume et avec une pente minimale vers un exutoire (ravin). Ces banquettes sont utilisées pour le reboisement ou l'installation de vergers et de cultures. La méthode a été décrite dans un article de la « Revue Forestière » de mars 1950, par M. le Conservateur SACCARDY.

Les travaux algériens ont été exécutés sur des marnes ou des schistes marneux très friables, où l'action du ruissellement est intense. Au contraire, les travaux du Ventoux (France) se situent sur des calcaires légèrement marneux, mais durs, formant sur les pentes des éboulis transformés en un sol calcaire humifère: la rendzine. Ces sols se présentent avec une surface recouverte de plaques de cailloux, entre lesquels un humus assez riche en matière organique, issu de la décomposition de la couverture herbacée, a glissé. *Cet* humus se retrouve sous les plaques de cailloux, mélangé encore avec des débris rocheux, dont les dimensions vont en s'agrandissant à mesure que l'on descend vers la roche mère non encore décomposée. L'ensemble forme un sol non homogène, avec éléments variables de 5 à 30 cm et plus dans leur plus grande dimension.

Il en résulte que, si en Algérie les pluies d'orages entraînent le sol, au Ventoux au contraire il n'y a pas de ruissellement et l'eau filtre en totalité à travers la surface qui reste absolument sèche, sans possibilité de remontée par capillarité (SACCARDY, 1951).

L'efficacité des techniques culturales est strictement liée aux conditions économiques des sociétés (Roose, 2004). Certaines techniques bien qu'elles soient destinées à l'origine à délimiter ou à protéger les parcelles (talus, clôtures en haies vives ou en pierres suivant les courbes de niveau); elles ont aussi un rôle très positif dans la conservation de l'eau et du sol : Ces structures permettent de piéger des quantités importantes d'eau et de sédiments (Morsli et al, 2005).

Il semble que certains exploitants s'intéressent à certains aménagements plus en tant que pratique d'amélioration de production, de protection contre les animaux sauvages et de diminution des travaux pénibles qu'en tant que pratique de conservation du sol. Le travail du sol à l'aire sur les terres en pentes présente moins de risque que

celui du travail mécanisé et même que celui des sols laissés en jachère pâturée. La jachère, technique très traditionnelle, si elle est bien gérée à une influence très marquée sur la production et la réduction de l'érosion (Roose et al, 1996).

La pratique des cultures en billons, très utilisée dans la zone, permet une bonne gestion des eaux de ruissellement et une réduction de l'érosion. L'utilisation du fumier, même si le coût est relativement élevé, améliore significativement la CES et la productivité. Il faut noter que l'utilisation des techniques citées ci-dessus n'ont l'impact positif observé que parce qu'elles fonctionnent ensemble et d'une manière combinée (Morsli et al, 2005).

Il s'est avéré que l'association des techniques de CES traditionnelles (mécanique, biologique, techniques culturales) combinée avec des compléments de fertilisation a un impact très positif sur la production et la réduction du risque de dégradation (Roose et al, 2002).

4. CARACTERISTIQUE DU MILIEU

La région nord de l'Algérie, formée essentiellement de montagnes récentes, datant du Tertiaire est un milieu méditerranéen fragile. La lithologie est constituée en majorité de roches tendres (schistes, marnes et argiles) alternant avec des roches dures (grès et calcaires), les pentes sont fortes et les paysages sensibles à l'érosion. Les sols issus de ces matériaux sont riches en argiles gonflantes favorables au déclenchement du ruissellement dès que les états de surface le permettent. Cette région est également exposée à un climat d'influence méditerranéenne ; les pluies sont en général peu agressives, mais les averses orageuses de fortes intensités (> 100 mm/h) sont fréquentes (1/5 ans), en particulier en automne lorsque le couvert végétal est très limité.

Selon Ghazi et Lahouati, les régions de montagne s'étendent sur 20 millions d'hectares, dont 63 % sont situés à plus de 800 m d'altitude. Le quart des terres est situé sur des pentes supérieures à 25 %, peu couvertes par la végétation dégradée. Dans de nombreuses régions, la densité de la population (20 à 60 hab./km²) dépassant la densité naturelle acceptable, conduit à une forte pression sur le milieu par la mise en culture des sols sur fortes pentes, la réduction des surfaces pâturables et le développement du surpâturage (6 moutons/ha) sur un matorral dégradé. Les pratiques ancestrales de protection des sols et de gestion des eaux largement répandues autrefois par les Romains dans les pays méditerranéens sont actuellement très limitées en Algérie (Jijel, Bejaia) ; elles auraient été effacées par l'expansion des réalisations de DRS et de la mécanisation de l'agriculture.

La nécessité d'aménager répond à deux enjeux majeurs : un impératif de sécurité lié à la protection des infrastructures hydro-agricoles et l'accroissement de l'infiltration pour améliorer l'agriculture en milieu semi-aride.

Ces arguments sont à la base de l'implantation massive de banquettes d'infiltration dans les contrées peu arrosées (91 067 hectares). Dans les zones steppiques, où il pleut moins de 400 mm de pluie par an, des opérations d'amélioration foncière par le rootage furent entreprises pour briser la croûte calcaire sur 1 m de profondeur et accroître la réserve hydrique du sol. Les jeunes plantations fruitières sont protégées par des rideaux de cyprès brise-vents. Enfin, plus de 14 000 m linéaires de levées de terre hautes de 2 m et larges de 6 à 8 m d'embase quadrillent les paysages pour freiner l'impact du ruissellement dans les parcelles cultivées. En milieu humide et subhumide, on rencontre surtout les banquettes de diversion (26 496 hectares) et les retenues collinaires (44 digues stockant 20 à 100 000 m³) réalisées pour la plupart dans la région de Kabylie (Tizi Ouzou, Bejaia et Jijel).

Aussi contradictoire que cela paraisse, le développement de la correction torrentielle en milieu semi-aride plutôt qu'en milieu humide se justifie par la violence des crues d'automne responsables des inondations catastrophiques. Le type de correction torrentielle utilisé est constitué d'une succession de petits seuils de 1 m de haut, inspirés des méthodes de correction torrentielle alpine (RTM). Les surfaces traitées sont dérisoires, compte tenu de l'extension des ravines. Les gradins forestiers et éléments de banquettes, plus proches de leur stratégie de reforestation des hautes vallées, ont été développés essentiellement sur roches résistantes sur les versants escarpés.

5. ÉVOLUTION DE LA STRATEGIE DRS

La stratégie de défense et restauration des sols a beaucoup évolué en quatre décennies. Comme les montagnes d'Algérie étaient surpeuplées, l'option de reboisement, qui fut introduite en France avec succès dans le cadre de la **RTM**, a été limitée à 21 645 hectares de terres situées, pour la plupart, sur les hauts versants des collines.

D'ailleurs les premiers reboisements réalisés dans le cadre de la loi forestière de 1903 en Oranie ont été un échec. D'après **Benchetrit**, 10 000 hectares seulement furent reboisés en 34 ans. Mais devant les succès remportés par le Soil Conservation Service dans la grande plaine semi-aride des États-Unis, et les encouragements apportés par **Lowdermilk** en tournée dans les pays du Maghreb, aux équipes en place, la stratégie DRS fut définitivement acceptée en privilégiant la primauté des ouvrages mécaniques sur la végétalisation. Ce sont alors les aménagements mécaniques, et particulièrement les banquettes, qui furent répandus sur de vastes surfaces agricoles appartenant aux domaines aussi bien public que privé. Les travaux de défense et restauration des sols furent confiés à un service technique de DRS créé par la loi du 2 février 1941, placé sous l'autorité du Gouverneur général d'Algérie. Contrairement à la SWC, la DRS ne s'est pas développée dans un environnement scientifique. La banquette fut importée des États-Unis sans expérimentation préalable. De plus, les aménagements DRS ont été souvent imposés aux fellahs au nom de l'intérêt général. Tenus à l'écart pour cause d'analphabétisme, les paysans n'ont pas été suffisamment préparés ni informés de l'utilité de ces aménagements. Après 20 années de DRS, les résultats portant sur une tranche de 250 000 hectares sont décevants. Le constat fait ressortir une reprise de l'érosion sur les surfaces traitées. Les paysans boudent ces travaux qui constituent des obstacles à leurs activités.

Observateur lucide, Monjaube, influencé par le courant de pensée des forestiers réformateurs **Le Play et Albert Fabre**, a compris que la lutte contre l'érosion ne peut se ramener à un problème purement technique, celui de la promotion de la banquette. En innovateur, il a introduit un nouveau concept : celui de l'intégration de la banquette dans le contexte socio-économique du pays. La conciliation entre intérêt des paysans vivant sur leurs terres et des objectifs de protection l'a conduit à développer une nouvelle doctrine : celle de la rénovation rurale. Les enseignements tirés du passé ont conduit à l'élaboration d'un vaste programme en faveur des paysans. Il s'agit de créer un système agricole fondé sur le principe de la rentabilité des cultures (intérêts des agriculteurs) tout en préservant l'environnement (intérêts collectifs). La prépondérance de l'action agronomique sur la protection se manifeste par des actions de mise en valeur dans les steppes, la résorption de la jachère nue, la diversification des systèmes de production par l'introduction de plantes vivaces, arborescentes et frutescentes mieux adaptées aux conditions du milieu que la céréaliculture extensive. Les événements liés à la révolution algérienne, puis l'avènement de l'indépendance en 1962, n'ont pas permis la concrétisation de ce programme. Les terres furent aussitôt nationalisées et les fellahs sont devenus des salariés travaillant les terres de l'État. Pour faire face aux problèmes socio-économiques en milieu rural, la priorité a été accordée à la résorption du chômage.

Parallèlement au développement de l'agriculture en montagne, les besoins en eau pour l'alimentation des villes et pour l'irrigation des plaines croissent rapidement, mais les ressources sont limitées. Quand elles sont disponibles, les eaux sont polluées à cause de l'érosion. Pour faire face à cette situation, les pouvoirs publics ont développé une stratégie largement inspirée des travaux du Soil and Water Conservation Service (SWC) américain et des techniques de restauration des terrains de montagnes (RTM) en France appelées « défense et restauration des sols » (DRS). Parmi ces méthodes, la banquette a dominé les techniques de lutte contre l'érosion en Algérie depuis 1940. Le colloque international sur la conservation et la restauration des sols de Téhéran en 1961 a favorisé sa diffusion dans de nombreux pays méditerranéens.

Après quarante années de lutte antiérosive, l'Algérie a lancé un programme de recherche pour évaluer l'efficacité des techniques de défense et restauration des sols (DRS). L'enquête parrainée par deux instituts de recherche, l'Institut national de recherche forestière (INRF, Algérie) et l'Institut de recherche pour le développement (IRD, France), a permis de recenser 10 types d'aménagement couvrant une superficie de 387 833 hectares, étudiés dans 30 wilayas (départements) de l'Algérie septentrionale. Parmi les ouvrages réalisés, les banquettes d'infiltration et de diversion totalisent 80 % des surfaces aménagées. L'implantation des aménagements obéit à des objectifs à la fois socio-économiques et environnementaux.

Le programme de recherche appelé « bilan de 40 années de DRS » fut lancé en 1986 dans le cadre d'une convention entre l'Institut national de recherche forestière (INRF d'Algérie) et l'Institut de recherche pour le développement (IRD de Montpellier France, anciennement Orstom), sur la base d'une enquête nationale.

La phase administrative vise à faire l'inventaire des techniques de DRS mises en place dans les quarante dernières années, en examinant leur localisation, leur état actuel, les surfaces traitées, leur coût, leur mise en valeur dans une grande diversité écologique et socio-économique du pays, et à étudier la bibliographie disponible.

6. ÉTAT ACTUEL DE BANQUETTE

L'analyse des données (INRF), montre que les banquettes sur terres cultivées, soit 66 415 hectares, réalisées sur marnes et argiles, sont dans un état de dégradation avancée. Les plus touchées sont les banquettes d'infiltration. Dans 41 % des cas seulement, les fonds sont fonctionnels ou ont une bonne tenue ; ils sont érodés dans 53 % des cas. Les bourrelets sont fonctionnels ou présentent une bonne tenue dans 63 % des cas ; les autres sont détruits ou effacés volontairement par des labours successifs. Les talus ne sont stabilisés que dans 22 % des cas rencontrés.

Dans la région de Tizi Ouzou (19 368 hectares), **Arabi et Asla** montrent que 19 % des ouvrages situés sur marnes et argiles sont endommagés par les glissements de terrains et autant par le ravinement à partir de 13 % de pente. Le taux d'endommagement par ravinement croît proportionnellement à la pente du versant. En ce qui concerne les glissements, ce taux augmente surtout entre 13 et 25 % de pente. Sur les terres agricoles, les labours ont détruit 12 % des banquettes entre 3 et 25 % de pentes. Sur roches résistantes, 36 % des banquettes dégradées par tassement du sol et ravinement sont méconnaissables.

Seuls 14 % des ouvrages réalisés sur formation granitique résistent au cheminement du bétail. Qu'en est-il des banquettes de diversion ? Bien qu'elles ne représentent dans cette zone que 10 % des surfaces aménagées, les banquettes de diversion furent introduites sur roches peu cohérentes dans des proportions comparables aux banquettes d'infiltration (28 %), mais dans 26 % des cas, sur pentes supérieures à 25 %, dans des conditions pluviométriques (500 mm et plus) favorables aux glissements (66 % des cas rencontrés). Cette situation explique en partie l'état de dégradation encore plus avancée de ce type de banquette de diversion.

7. ECHEC DE BANQUETTE

Heusch montre qu'au cours de la période 1947-1968, les banquettes n'ont eu aucune influence sur la vitesse de sédimentation du barrage de l'oued Fodda. Tamaghout, étudiant la perméabilité des sols argileux sur les réseaux de banquettes qui entourent le barrage du Hamiz près d'Alger, parvient à la même conclusion. Ses travaux confirment les observations de Kerriou sur les glissements de terrains provoqués par les réseaux de banquettes dans le bassin-versant de l'oued Arbatach (de la wilaya de Boumerdes). Dans des circonstances analogues, Bannour, en Tunisie, fait remarquer que les banquettes n'arrêtent pas la progression du ravinement. Boudjadi rapporte que les banquettes réalisées dans le périmètre de Djebala (Tlemcen, Algérie) sont entaillées à la base ; les causes avancées sont souvent la nature du sous-sol (marnes et argiles) et le risque de débordement de l'eau qui s'accumule dans certaines parties de la banquette. En effet, l'étude italienne réalisée dans le bassin versant d'Isser-Sikak a mis en évidence une relation entre la lithologie et les formes d'érosion : les glissements apparaissent sur les roches marno-gréseuses, tandis que le ravinement apparaît sur les marnes.

Les tests sur l'amélioration de production de trois cultures de légumineuses (pois chiches, lentilles et fèves) cultivées sur inter-banquette (dont la réalisation des ouvrages remonte à 1975) ne sont pas significatifs.

En revanche Aubert observe dans l'Oranie, la bonne tenue des banquettes 30 ans après leur mise en place sur sols dérivés du granit. Il constate que seuls les arbres plantés n'ont pas résisté ou ont été coupés.

Dans les marnes armées de calcaire du pré-Rif marocain, Heusch montre que, sur sols saturés, 40 mm de pluie suffisent à déclencher l'érosion. Dans son bilan sur les banquettes, il précise que ces ouvrages conviennent seulement dans le cas particulier des sols limoneux et d'orages d'été, violents et brefs.

Analysant l'inventaire de la DRS en Oranie, Taabni et Kouti rapportent que les réseaux de banquettes qui ont réussi sont peu nombreux et situés sur de petites parcelles boisées en pins d'Alep, sur terrains domaniaux, sans litige. En réalité, la banquette mal entretenue devient un facteur d'accélération de l'érosion, car la moindre brèche non colmatée entraîne une véritable réaction en chaîne dans tout le réseau (glissement) lors des pluies torrentielles et prolongées.

Les utilisateurs des terres apprécient diversement les aménagements selon qu'ils sont propriétaires des terres aménagées ou qu'elles appartiennent à l'État. À signaler que les réponses ont été fournies durant la période 1986-1990, au moment où l'agriculture est en pleine restructuration après l'échec de la révolution agraire, ce qui explique le taux élevé d'abstention, surtout pour ce qui est des terres domaniales (41 %). Mais 77 % des paysans désapprouvent les banquettes implantées sur leurs terres.

Parmi les causes de rejet figurent surtout le sentiment d'expropriation des terres, les pertes de surface et, dans une moindre mesure, une entrave à la liberté de circulation des riverains. La réaction des fellahs est de s'opposer

énergiquement à l'implantation des aménagements (42 %) sur leurs terres et ils refusent de les entretenir (65 %). Cette réaction de rejet des paysans provient surtout de la crainte que l'État qui a financé et réalisé l'aménagement.

CONCLUSION

La lutte contre l'érosion s'est développée en Algérie avec une stratégie d'équipement rural appelée la DRS. Dans le cadre de cette enquête, 10 types d'aménagements ont été répertoriés, couvrant 387 833 hectares dans 30 wilayas représentatives de la moyenne montagne méditerranéenne algérienne : 80 % des surfaces aménagées sont en banquettes, dont 20 % sont effacées par les labours, 30 % sont détruites par ravinement/glisement, 30 % n'ont jamais été entretenues et sont en mauvais état et seulement 20 % sont en bon état, mais on peut se demander si elles ont fonctionné.

La méthode d'enquête administrative par questionnaire a permis de donner des réponses globales non définitives. La banquette n'a pas freiné l'érosion là où elle fut introduite. L'analyse de son état de dégradation montre que l'érosion est partout présente sous toutes ses formes, même dans les aménagements encore fonctionnels. Et devant ce constat d'échec, il est essentiel de poursuivre le travail dans sa phase scientifique dont l'objectif principal est la recherche de l'efficacité de ces aménagements sur le régime hydrologique en analysant les aménagements dans leur contexte environnemental. La carte d'occupation des terres doit faire ressortir les zones qu'il convient de traiter.

Après un certain temps, on doit arriver à des résultats de comparaison qui fait l'objet d'un article pour la publication.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

1. Arabi M, Asla T. États de dégradation des banquettes dans le Massif Central de Kabylie en Algérie. Bull Réseau Erosion 1998 ; 18 : 374-9.
2. Arabi M, Roose E. Influence de quatre systèmes de production de moyenne montagne méditerranéenne algérienne. Bull Réseau Erosion 1989 ; 9 : 39-51.
3. Arabi M. Influence de quatre systèmes de production sur le ruissellement et l'érosion en milieu montagnard méditerranéen Médéa Algérie. Thèse Doctorat, université de Grenoble, 1991, 272 p.
4. Asla T. Contribution à l'étude de l'efficacité des travaux de DRS en Kabylie (W. de Tizi Ouzou) Algérie. État actuel et aspect morphologique des réseaux de banquettes. Utilisation d'un questionnaire d'enquête. Thèse de magister en forêt, Univ Tizi Ouzou 2002, 134 p.
5. Aubert G, Réflexion sur l'utilisation de certains types de banquettes de DRS en Algérie, cahier de l'ORSTOM série Pedol 1986; p 147- 151.
6. Benchetrit M. L'érosion actuelle et ses conséquences sur l'aménagement en Algérie. Paris : PUF, 1972 ; 216 p.
7. Demmak A. Contribution à l'étude de l'érosion et des transports solides en Algérie. Thèse de docteur-ingénieur, Paris, 1981 ; 323 p.
8. Ghazi A, Lahouati R. Algérie 2010, sols et ressources biologiques. Alger : Institut national des études de stratégie globale (INESG), 1997 ; 39 p.
9. Greco J. L'érosion, la défense et la restauration des sols, et le reboisement en Algérie. MARA Algérie 1966 ; 303 p.
10. Heusch B. Cinquante ans de banquettes de DRS-CES en Afrique du Nord : Un bilan. Cah Orstom Sér Pédol 1986 ; 22 : 153-62.

11. Heusch B. L'érosion du Pré-Rif. Une étude quantitative de l'érosion hydraulique dans les collines marneuses du Pré-Rif Occidental (Maroc). Annales de la Recherche Forestière (Rabat, Maroc) 1970 ; 12 : 176 p.
12. Lowdermik WC. Érosion et conservation des sols en Algérie. Alger : Services de la colonisation et de l'hydraulique, 1939 ; 32 p.
13. Lefay O. Étude de l'efficacité des travaux de DRS en Algérie (Médéa : zone de l'Atlas tellien central). Rapport de stage Cnearc, 1986, 48p. + Annexes.
14. Kedaid O, Bourougaa L. Synthèse du bilan DRS en Algérie. Alger : INRF 1994 ; 117 p. + cartes.
15. Kadik B. Journées de travail sur l'érosion. Quelques observations sur les problèmes d'érosion des sols et des techniques de lutte en Algérie Alger : INRF, 1978 ; 16 p.
16. Plantié I. Techniques françaises algériennes des banquettes de défense et restauration des sols. Alger : Ministère de l'Agriculture, 1961 ; 22 p.
17. Roose E, Sabir M, De Noni G. Techniques traditionnelles de GCES en milieu méditerranéen. Bull Réseau Erosion 2002 ; 21 : 523 p.
18. Roose E, Arabi M, Brahmia K, Chebani R, Mazour M, Morsli B. Érosion en nappe et ruissellement en montagne méditerranéenne algérienne. Réduction des risques érosifs et intensification de la production agricole par la GCES : Synthèse des campagnes 1984-1995 sur un réseau de 50 parcelles d'érosion. Cahier Orstom Série Pédol 1993 ; 28 : 289-308.
19. Roose E. Introduction à la gestion conservatoire de l'eau, de la biomasse et de la fertilité des sols (GCES). Bull Pédol FAO (Rome) 1994 ; 70 : 420 p.
20. Saccardy L. Note sur le calcul des banquettes de restauration des sols. Terres et eaux 1950 ; 11 : 3-19.
21. Tamagoult M. Note sur la banquette et son effet sur les sols et la stabilité des versants argileux en zone humide (B.V du Hamiz) Algérie. Actes du Séminaire sur la DRS, INRF, Médéa, novembre 1987 : 215-6.
- 22 ZEDAM M, ARABI M. impact des aménagements antiérosifs sur l'érosion et transport. Cas: bassins expérimentaux de Béni Slimane, Médéa, Algérie. Mémoire de magister, université de Khemis Miliana, 2007. 120p.

Evaluation des modifications mécaniques et rhéologiques apportées par les sables de concassage aux mortiers

Yassine BOUNEDJEMA, Karim EZZIANE
Laboratoire Géomatériaux, UHB Hassiba Benbouali Chlef, Algérie

RESUME

Le développement dans la construction des bâtiments et des ouvrages de génie civil a provoqué un accroissement considérable dans la consommation des sables naturels. Ces consommations excessives engendrent des problèmes économiques et environnementaux ce qui a conduit à chercher un substituant au sable naturel. Ce travail étudie l'influence de la substitution du SN par un SC sur l'état frais et durcis des mortiers. Pour cela, on a confectionné des mélanges de mortiers à différents taux de remplacement ; 0, 20, 40, 60,80 et 100%, en faisant varier le rapport E/C de 0.4 à 0.5 et à 0.6 avec des différents dosages de superplastifiant. On a mesuré l'ouvrabilité, la résistance à la compression et la résistance à la flexion à différentes échéances. Les résultats obtenus montrent que la substitution de SN par SC présente une meilleure ouvrabilité et une résistance plus élevée que celle d'un SN. L'utilisation promotionnelle de SC permettra de conserver les ressources naturelles et de confectionner des mortiers et bétons de plus hautes performances.

Mots clés : *Sable de concassage, sable naturel, mortier, ouvrabilité, résistance.*

1. INTRODUCTION

L'augmentation rapide des activités de la construction au cours des dernières décennies a causé une augmentation considérable de la consommation des granulats naturels pour la fabrication du béton. Par conséquent, la disponibilité de bons granulats naturels se raréfie à cause de la surexploitation et de l'épuisement des réserves naturelles. En outre, l'extraction des granulats naturels a des effets néfastes sur l'environnement, et donc il est important de réduire leur consommation ainsi que de trouver des sources alternatives. Dans certains pays, l'exploitation des sables de rivière sont interdits ou limités et sont conservés pour protéger les lits des rivières contre l'érosion et de leur faire jouer leur rôle de filtre pour les eaux souterraines. Cela a encouragé les chercheurs à étudier et identifier certains sous-produits qui peuvent être utilisés comme substituant aux granulats naturels dans la production de béton.

Les déchets de concassage du calcaire sont estimés à 21.2 millions de tonnes au Royaume-Uni, 18 millions de tonnes en Grèce et 30 millions de tonnes en Turquie. En Algérie, les carrières génèrent 15 millions de tonnes de sable concassé en tant que sous-produit. En raison de son taux élevé de particules fines (<80 μ m), son utilisation dans le béton est limitée à la construction de chaussées et donc cause un grave problème de stockage. Beaucoup d'autres pays comme la France, l'Espagne, l'Angleterre, l'Argentine et le Maroc ont connu une pénurie de sable naturel et de l'abondance dans le sable concassé qui a conduit à la modification de leurs normes pour accepter des sables de 12% à 16% de fines.

Pour cette raison l'utilisation du sable de concassage pour la fabrication du béton hydraulique s'avère de plus en plus une nécessité pour protéger l'environnement et de remplir la forte demande du secteur de la construction et surtout qu'ils existent des millions de tonnes de sable de concassage inexploités.

L'augmentation de la demande en eau des bétons à base de sable de concassage est l'un des problèmes qui se posent pour l'obtention d'une ouvrabilité adéquate. Cet effet nuisible est dû principalement à la présence du pourcentage élevé de fines, à la forme et à la texture du sable de concassage. Cette augmentation de la demande en eau des mélanges des bétons de sable de concassage peut être atténuée par l'utilisation des super-plastifiants [1,2]. Selon les travaux de Kenai et al. [2], l'incorporation des fines calcaires à un taux de 15% semble améliorer la résistance à la compression au jeune âge et à long terme. Les travaux de Madani et al. [7] montrent qu'à 28jours, la résistance de compression est maximale à un taux de fillers d'environ de 5%. Sangamnerkar [17] a indiqué qu'une teneur en poussière jusqu'à 10% comme un remplacement partiel des granulats fins améliore les propriétés de résistance du béton.

L'effet de sable du concassage sur l'état frais du béton ou du mortier a été étudié par de nombreux chercheurs. Selon Vinayak et al. [9], le sable naturel peut être remplacé par le sable artificiel jusqu'à un taux de remplacement maximum de 60% afin de produire du béton de maniabilité satisfaisante. Les valeurs d'affaissement augmentent avec l'augmentation de taux de remplacement de sable par la poussière de la carrière pour le même rapport E/C [11]. Il a été montré que le mortier avec un sable artificiel présente une meilleure ouvrabilité pour un faible rapport E/C et qui atteint 100% d'étalement pour un rapport E/C égal à 1.4 pour sable artificiel et 1.75 pour sable de rivière. La résistance à la compression de mortier avec sable artificiel à 7 et 28 jours est doublée par rapport au mortier de sable de rivière [12].

D'autre part, Jadhav et al. [3], le meilleur résultat pour une résistance à la compression (42.87MPa) correspondant à 60% de remplacement de sable naturel par le sable de concassage. Selon les travaux de Saeed et al [4], la résistance à la compression du béton de sable de concassage est supérieure à celle du béton de sable naturel avec augmentation allant de 7% à 33%. Le sable naturel peut être remplacé par le sable artificiel jusqu'à un taux de remplacement maximum de 60% afin de produire du béton de résistance à la compression élevé [9]. De même, Nagabushana et al. [8] ont trouvé que la résistance à la compression de mortier ou béton avec 40% de sable naturel remplacé par une poudre de pierre concassé enregistre une meilleure résistance par rapport aux autres bétons. Ce taux a été trouvé de 50% et 75% par Shanumugapriya et al. [6]. Pour Adams Joe et al. [15], le remplacement de sable naturel par le sable de concassage à taux de 50% présente une meilleure résistance de compression et de flexion du béton. Ahmed et al ont étudié la performance du béton de calcaire sable concassé comme un substitut au sable naturel. Les résultats ont indiqué que le béton de sable concassé améliore les propriétés physiques du béton [16].

Cette étude consiste à étudier la possibilité d'introduire le sable de concassage dans le mortier comme substituant au sable naturel. L'évaluation des modifications apportées par la présence de ce sable est assurée par des essais expérimentaux avec une comparaison avec le sable naturel. Les essais d'évaluation portent sur les résistances mécaniques et l'ouvrabilité. Une correction des pertes de performances est envisagée par l'ajout de l'eau de gâchage, le dosage en ciment et le dosage en superplastifiant.

2. MATERIAUX ET PROCÉDURES EXPERIMENTALES

2.1 Matériaux

Pour la confection du mortier, on a utilisé un ciment Portland composé (II/A 42.5) produit par la cimenterie d'Oued Sly (Chlef) contenant 10% de calcaire. Leurs caractéristiques chimiques sont présentées dans le tableau 1. Deux types de sable ont été utilisés dans cette étude ; un sable naturel provenant d'Oued Ras et un sable de concassage de nature minéralogique silico-calcaire provenant de la carrière d'Oued Fodda (Chlef) et dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau 2. Pour contrôler l'ouvrabilité du mortier, un superplastifiant commercialisé par Granitex (Médaplast 40) à base de naphtalène sulfonate a été employé et dont les caractéristiques sont représentées dans le tableau 3. Pour la confection des mortiers, on a utilisé de l'eau potable ayant une température comprise entre 15 et 16° C, pour obtenir la température de la pâte après malaxage constante autour de 20°C.

Tableau 1: Composition chimique et minéralogiques du ciment de CHLEF.

| Composant | SiO ₂ | Al ₂ O ₃ | Fe ₂ O ₃ | CaO | SO ₃ | MgO | K ₂ O | PAF | C ₃ S | C ₂ S | C ₃ A | C ₄ AF |
|-----------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------|-----------------|------|------------------|------|------------------|------------------|------------------|-------------------|
| % | 22.6 | 4.2 | 3.55 | 62.17 | 2.19 | 0.63 | 0.42 | 1.84 | 41.8 | 33.3 | 5.1 | 10.7 |

Tableau 2: Caractéristiques des deux sables utilisés.

| | Masse volumique apparent (g/cm ³) | Module de finesse | Masse volumique absolue (g/cm ³) | Coefficient d'uniformité | Equivalent de sable (%) |
|----|---|-------------------|--|--------------------------|-------------------------|
| SN | 1.5 | 2.27 | 2.56 | 2.17 | 76.61 |
| SC | 1.47 | 2.97 | 2.62 | 3.96 | 79.64 |

Tableau 3: Caractéristiques physico-chimiques du super plastifiant.

| Caractéristique | Teneur en extrait sec | forme | couleur | Ph | Densité |
|-----------------|-----------------------|---------|---------|-------|---------|
| Médaplast 40 | 40 | Liquide | Opaque | 7 à 8 | 1.16 |

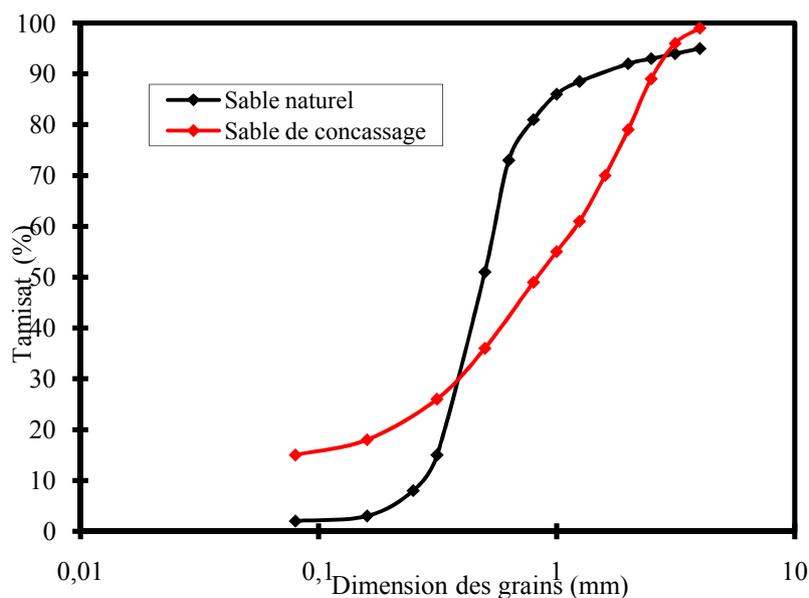


Figure 1: Courbes granulométriques des sables.

2.2. Formulation des mortiers

La première phase expérimentale, on a confectionné des éprouvettes de mortier avec différents mélanges. Le sable naturel a été remplacé partiellement par 20, 40, 60, 80 et 100% de sable de concassage. Trois rapports E/C ont été utilisés avec l'introduction de différents taux de superplastifiant afin de garder une ouvrabilité constante pour tous les mélanges. Les compositions des mélanges retenus sont représentées sur le tableau 4

Tableau 4 : Proportions du mélange des mortiers.

| Désignation | Sable naturel [SN] (g) | Sable de concassage [SC] (g) | Pourcentage de remplacement (%) | Ciment (g) | E/C |
|----------------|------------------------|------------------------------|---------------------------------|------------|---------------|
| M ₀ | 1350 | 0 | 0% | 450 | 0,4, 0,5, 0,6 |
| M ₁ | 1080 | 270 | 20% | 450 | |
| M ₂ | 810 | 540 | 40% | 450 | |
| M ₃ | 540 | 810 | 60% | 450 | |
| M ₄ | 270 | 1080 | 80% | 450 | |
| M ₅ | 0 | 1350 | 100% | 450 | |

2.3. Préparation des échantillons

Les mortiers sont préparés dans un malaxeur à mortier pendant 4 minutes conformément aux prescriptions de la norme NF EN 196-1 [14]. Le ciment et le sable sont introduits en premier et malaxés à sec pendant une minute, ensuite les 2/3 de l'eau de gâchage sont ajoutés et le tout est malaxé pendant une minute, le 1/3 de l'eau de gâchage et le super-plastifiant sont ajoutés en dernier puis malaxés pendant une minute. Enfin, on met le malaxeur à sa vitesse rapide et on continue le malaxage pendant une minute supplémentaire. Le mortier est prêt pour tester son ouvrabilité et à remplir les moules destinés à la compression assisté par un système de vibration.

2.3. Procédures expérimentales

Après le malaxage de chaque mortier, on procède à la mesure de son ouvrabilité par un essai d'étalement selon la norme ASTM C 230-83 [13]. L'essai consiste à mettre le mortier préparé dans un moule tronconique et après le démoulage sur la table à secousses, le mortier reçoit 15 coups en 15 secondes et on mesure le diamètre de la galette ainsi obtenue.

Pour déterminer la résistance mécanique, des échantillons prismatiques (4×4×16 cm) sont confectionnés, démoulés après une journée puis conservés dans l'eau à 20°C jusqu'au jour de l'écrasement. Les éprouvettes sont testées en flexion à trois points et les deux bouts obtenus subiront un essai de compression selon la norme (NF EN 196-1). Ces essais mécaniques ont été réalisés à des âges de 1, 3, 7, 28 et 90 jours.

3. RESULTATS ET DISCUSSIONS

3.1. Effet du sable de concassage sur l'ouvrabilité

Les résultats de mesure de l'étalement de chaque mortier selon le taux de substitution du sable sont représentés sur la figure 2. Il est montré que l'ouvrabilité des mélanges augmente avec l'augmentation de taux de substitution de SN par le SC à cause de fillers calcaire qui possèdent un grand pouvoir de dispersion. Le SC est très bénéfique et fait augmenter l'étalement du mortier de 10% pour chaque 20% de sable substitué

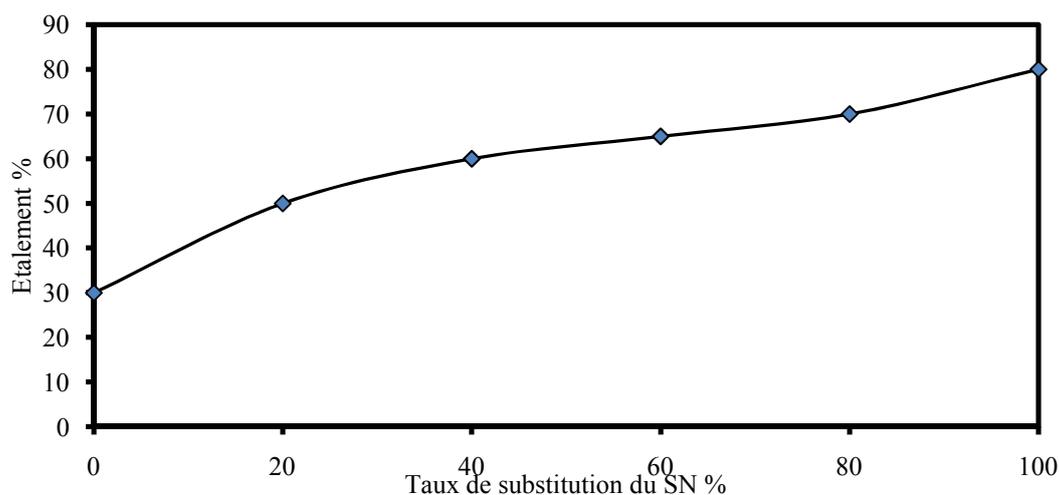


Figure 2: Effet du SC sur l'ouvrabilité.

En variant le dosage en superplastifiant et le rapport E/C pour les différents mortiers, les résultats obtenus illustrés sur les figures 4, 5 et 6. On remarque que l'ouvrabilité s'améliore avec la présence de superplastifiant, le rapport E/C et le sable de concassage. Le mélange M₅ composé totalement de SC présente la meilleure ouvrabilité et nécessite le minimum de superplastifiant. Pour un rapport E/C de 0,6, le mortier à base de SN a besoin de 1,3% de superplastifiant pour atteindre un étalement de 80% tandis que le mortier avec 100% de SC atteint cette valeur sans aucun superplastifiant. En diminuant le rapport E/C, le besoin en superplastifiant augmente pour tous les mélanges et plus spécialement pour les mortiers aux faibles taux de SC. Pour un taux de sable inférieur à 20% et pour un E/C de 0,4, le besoin en superplastifiant atteint des dosages supérieurs à 5% ce qui crée une ségrégation du mortier et un retard de sa prise. Donc on peut dire que l'utilisation du SC dans le mortier présente une meilleure ouvrabilité et permet d'économiser l'utilisation excessive de superplastifiant. De même, elle permet l'utilisation de rapport E/C plus faible avec des taux de superplastifiant tolérables et des ouvrabilités acceptables ce qui est impossible de le réaliser avec le SN uniquement. Ces résultats coïncident avec ceux obtenus par d'autres chercheurs sur l'apport de l'ouvrabilité aux mortiers et bétons [12, 11].

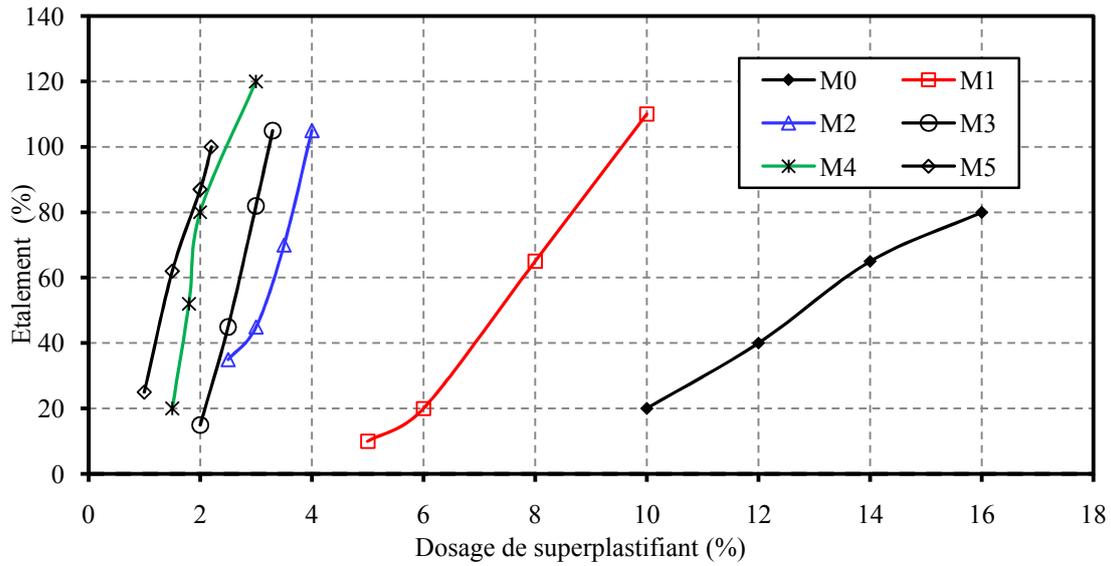


Figure 3: Etallement des mortiers en fonction du dosage de superplastifiant avec E/C = 0,4

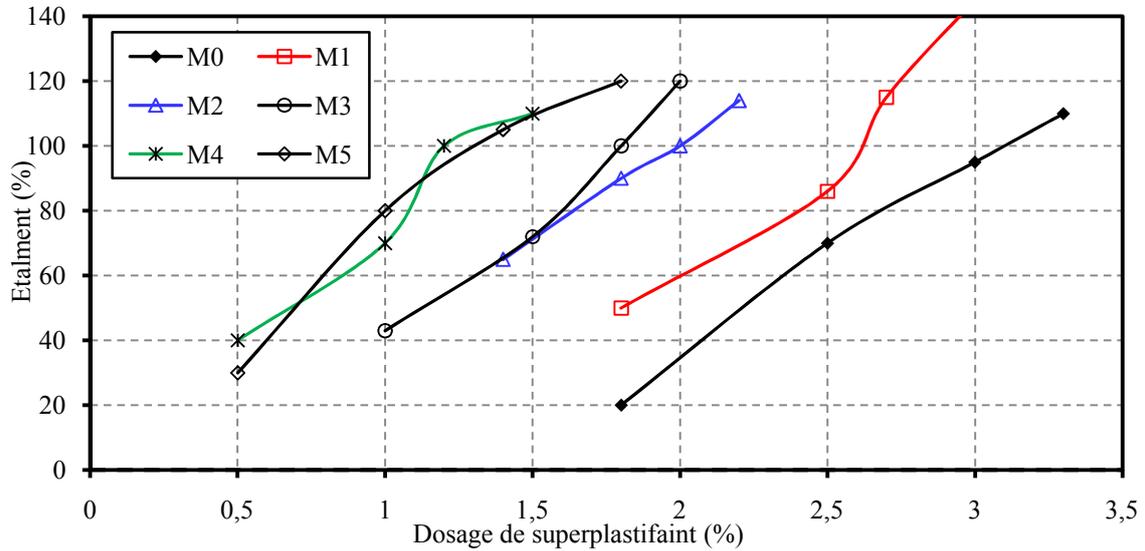


Figure 4: Etallement des mortiers en fonction du dosage de superplastifiant avec E/C = 0,5.

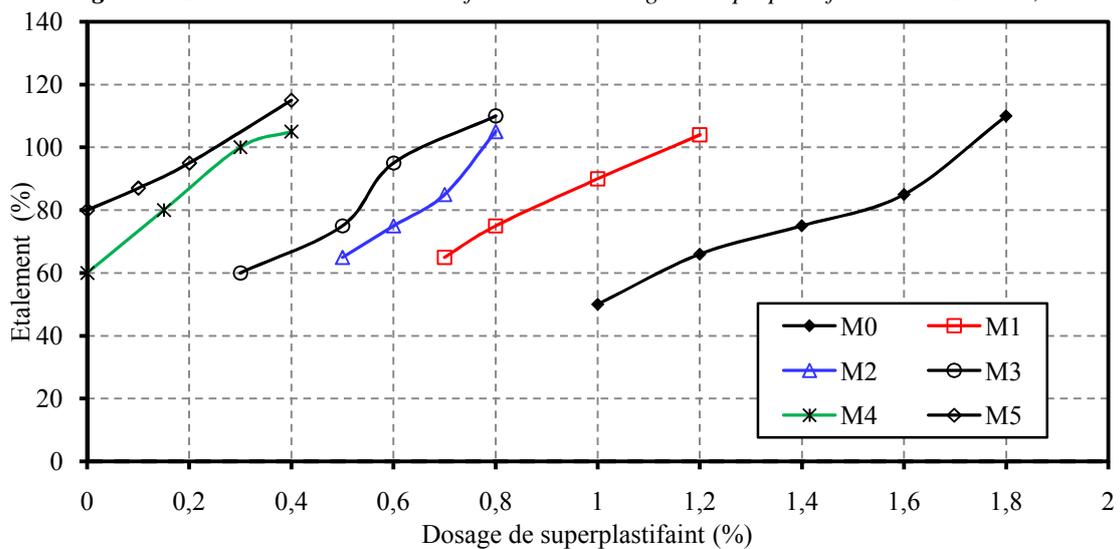


Figure 5: Etallement des mortiers en fonction du dosage de superplastifiant avec E/C = 0,6.

3.2. Effet du sable de concassage sur le besoin en superplastifiant

Les résultats obtenus sur la figure 6 montrent que le pourcentage de superplastifiant diminue avec l'augmentation du taux de remplacement de SN par le SC. Les fillers présents dans le SC jouent un rôle positif de dispersion et compensent la réduction du dosage en superplastifiant. Pour les mélanges des mortiers avec un rapport E/C égal à 0.6 atteint 80% d'étalement avec 1.3% de superplastifiant pour le mortier M₀, 0.75% pour le mortier M₁, 0.55% pour le mortier M₂, 0.45% pour le mortier M₃, 0.08% pour le mortier M₄ et 0% pour le mortier M₅. Pour un rapport E/C de 0.5 et 0.6 les dosages de superplastifiant pour tous les mélanges ne dépassent pas 2.5% (domaine pratique) par contre pour E/C de 0.4 les mortiers comportant un taux de sable supérieur à 60% nécessitent un dosage en superplastifiant qui dépasse 2.5% (domaine non pratique). Donc on peut dire que l'utilisation de SC dans le mortier demande moins de superplastifiant que le SN et rend quelques mortiers à faibles rapport E/C plus pratique.

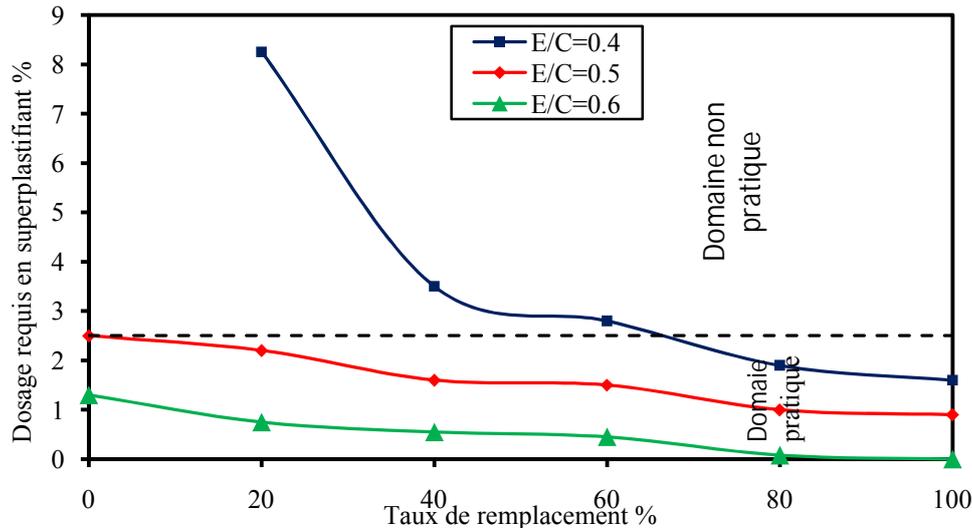


Figure 6: Variation du dosage en superplastifiant en fonction du taux du SC et rapport E/C avec ouvrabilité fixe (étalement de 80%).

3.3. Effet du sable de concassage sur le besoin en eau

Pour étudier le besoin en eau sur le SC, on a préparé des mélanges du mortier avec différents taux de remplacement sans superplastifiant et en variant le rapport E/C pour atteindre un étalement de 80%. Les résultats illustrés sur la figure 7 montrent que lorsque le rapport E/C augmente, l'ouvrabilité augmente pour tous les mélanges des mortiers. On observe ainsi que la demande en eau diminue avec l'augmentation du taux de substitution. Le mélange M₅ composé totalement de SC présente la meilleure ouvrabilité et nécessite le minimum d'eau de gâchage. Le mortier à base de SN a besoin d'un rapport E/C de 0.66 pour atteindre un étalement de 80% tandis que le mortier avec 100% de SC atteint cette valeur avec un rapport E/C égale 0.6. Le besoin en eau augmente dans tous les mélanges et plus spécialement pour les mortiers aux faibles taux de sable de concassage.

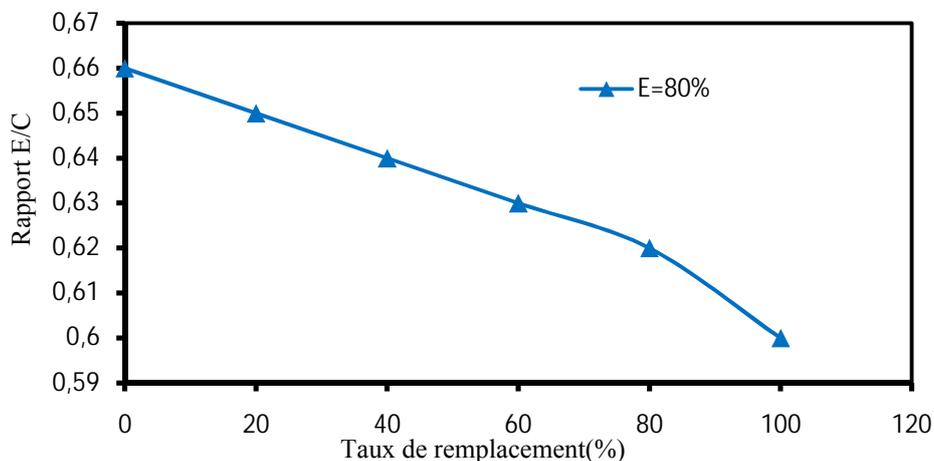


Figure 7: L'effet de rapport E/C sur différents mélanges des mortiers pour un étalement de 80%.

3.4. Effet du sable de concassage sur les résistances mécaniques

Pour mieux étudier l'effet du SC sur les résistances mécaniques des mortiers, on a sélectionné les mélanges présentant un comportement plastique correspondant à un étalement de 80%. Le tableau 5 ci-après présente les différents mélanges étudiés pour la résistance mécanique.

Tableau.5: Proportions du mélange des mortiers pour un étalement de 80%.

| Les mélanges | Superplastifiant(%) pour étalement de 80% | | |
|-----------------------|---|----------|----------|
| | E/C =0.6 | E/C =0.5 | E/C =0.4 |
| M ₀ (0%) | 1.30 | 2.5 | 16 |
| M ₁ (20%) | 0.75 | 2.2 | 7.9 |
| M ₂ (40%) | 0.55 | 1.6 | 3.5 |
| M ₃ (60%) | 0.45 | 1.5 | 2.8 |
| M ₄ (80%) | 0.08 | 1 | 1.9 |
| M ₅ (100%) | 0 | 0.9 | 1.6 |

3.4.1. Résistance de compression

D'après ces figures 8,9 et 10, on constate que la résistance à la compression des mortiers augmente avec l'âge et le taux du SC introduit dans le mortier. Ceci est dû à l'accroissement de l'hydratation du ciment causée par la présence des fines calcaires. Au jeune âge, l'augmentation de la résistance est considérable notamment pour les mélanges des mortiers contenant plus de SC. Le mélange de mortier M₅ confectionné uniquement par du SC présente une meilleure résistance à la compression pour tous les âges et tous les rapports E/C. Une augmentation des taux de substitution de 0% à 100% augmente la résistance à la compression à 28 jours de 28%, 19% et 39% et à 90 jours de 27%, 12% et 38% respectivement pour le rapport E/C égal à 0,6, 0,5 et 0,4. A 90 jours, le mortier atteint une résistance de 41, 37 et 29 MPa respectivement pour un rapport E/C de 0,4, 0,5 et 0,6. Donc, on peut dire que le remplacement partiel ou total du SN par le SC conduit à une résistance à la compression plus élevée que celle avec seulement du SN. Cette performance peut être expliquée par l'effet physique et chimique des particules du calcaire sur le développement de la résistance des mortiers de ciment. Physiquement, les particules de calcaire peuvent remplir l'espace entre les particules du ciment et aussi bien l'espace entre les particules de sable. Cet effet de remplissage des vides fournit un emballage plus efficace de la phase solide des mortiers de ciment et en résulte une amélioration de la résistance à jeunes âges. Donc peut dire que le remplacement de SN par le SC avec taux de 60% et plus présente une meilleure résistance de compression. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par Venkatarana [13] et Chitalange [5].

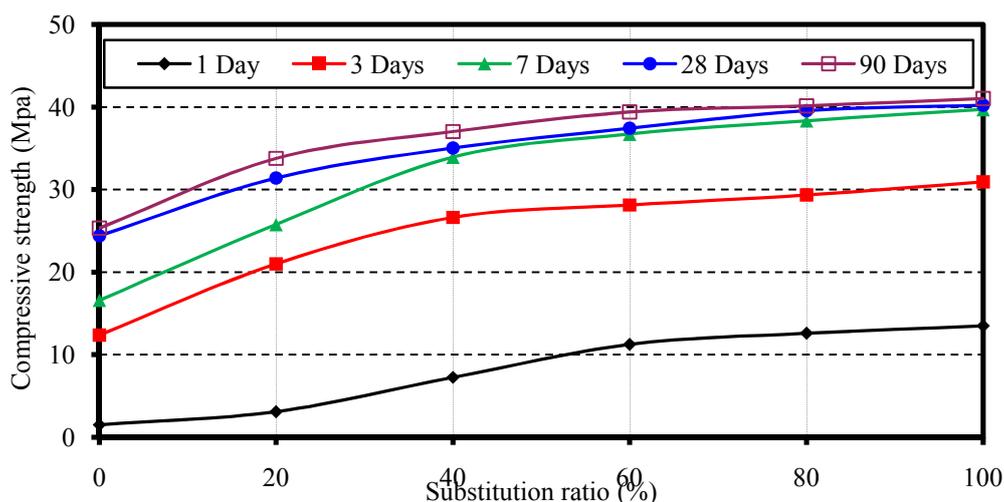


Figure 8: Résistance à la compression des mortiers en fonction de la taux de substitution de SN par SC avec E/C = 0,4.

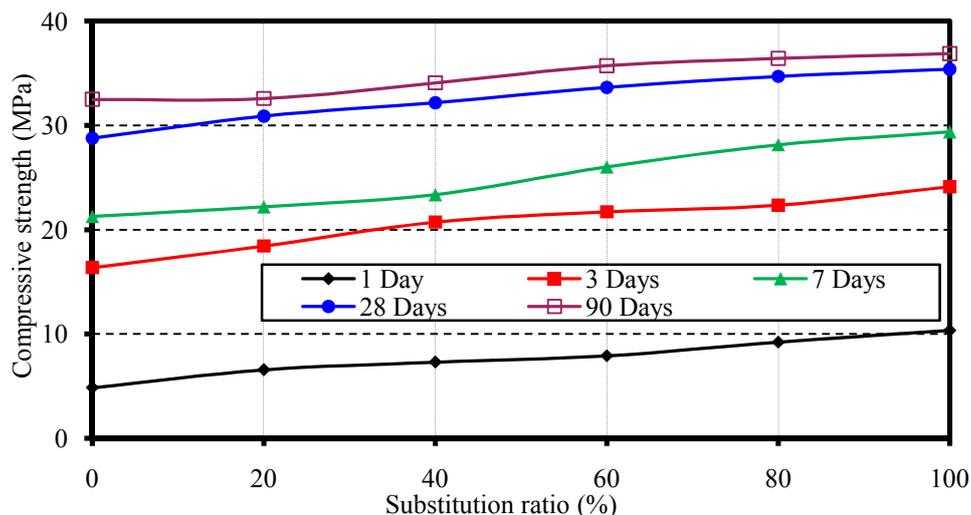


Figure 9: Résistance à la compression des mortiers en fonction de le taux de substitution de SN par SC avec $E/C=0,5$.

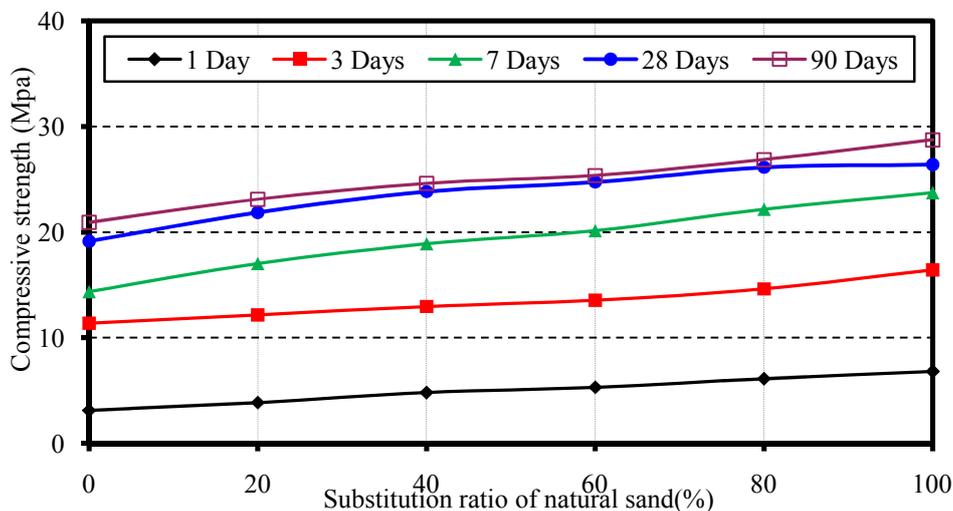


Figure 10: Résistance à la compression des mortiers en fonction de le taux de substitution de SN par SC avec $E/C = 0,6$.

3.4.2. Résistance à la flexion

L'évolution de la résistance à la traction par flexion des mélanges du mortier, en fonction du taux de substitution du SN et différents rapport E/C aux échéances d'âges de 1,3,7,28 et 90 jours, est donnée les figures 11,12 et 13. Les résistance à la traction évoluent d'une manière semblable à celle de la résistance en compression à tous âges. Selon les figures on remarque que la résistance à la traction augmente avec l'âge et le taux du SC dans le mortier, et elle est due à l'évolution de l'hydratation avec le temps. Le mélange du mortier M_5 confectionné simplement par du SC présente une meilleure résistance à la traction pour tous les âges et tous les rapports E/C . Au jeune âge, l'augmentation de la résistance à la traction est considérable notamment pour les mélanges des mortiers contenant plus de SC. Cette augmentation à l'âge de 3 jours, est de l'ordre de 13%, 12%, 11%, 3% et 7% pour 20, 40, 60, 80 et 100% d'ajouts le sable de concassage respectivement avec rapport E/C est égale 0,5. Ceci causé par la présence de fillers calcaire dans le SC qui à l'accélération l'hydratation de ciment. Une augmentation des taux de substitution de 0% à 100% augmente la résistance à la traction par flexion à 28 jours de 32%, 25% et 31% et à 90 jours de 23%, 21% et 22% respectivement pour le rapport E/C égal à 0,6, 0,5 et 0,4. A 90 jours, le mortier totalement du SC atteint une résistance de 9,3, 8,9 et 7,6 MPa respectivement pour un rapport E/C de 0,4, 0,5 et 0,6. Cette performance peut être expliquée par l'effet physique des particules du calcaire sur le développement de la résistance des mortiers de ciment. L'augmentation de la résistance à la traction par flexion, est de l'ordre de 7% chaque fois qu'on substitue le SN par 20% de SC au mortier. Ce résultat de résistance à la traction par flexion corrobore avec d'autres travaux de recherche [8, 10]

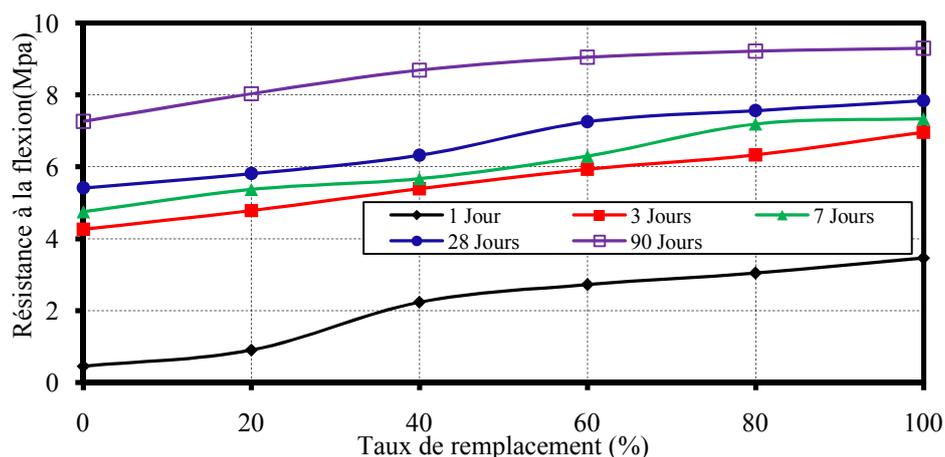


Figure.11: Résistance à la traction par flexion des mortiers en fonction de le taux de substitution de SN par SC avec $E/C = 0,4$

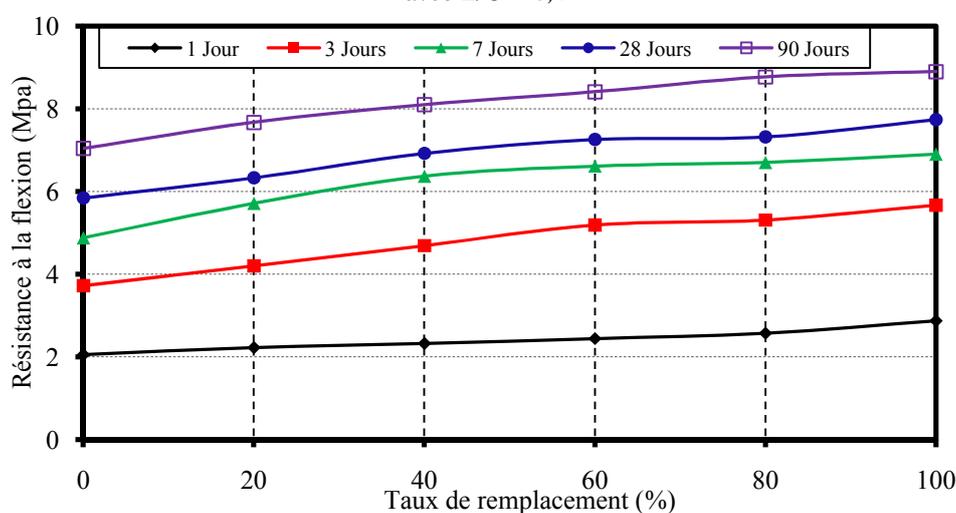


Figure.12: Résistance à la traction par flexion des mortiers en fonction de le taux de substitution de SN par SC avec $E/C = 0,5$.

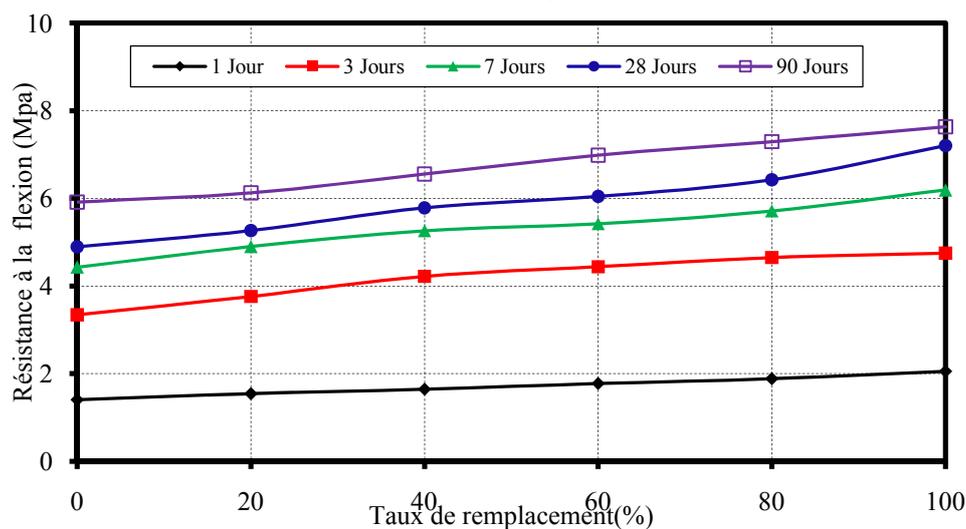


Figure.13: Résistance à la traction par flexion des mortiers en fonction de le taux de substitution de SN par SC avec $E/C = 0,6$

4. CONCLUSION

A travers les résultats obtenus, nous pouvons tirer les conclusions suivantes:

- Le remplacement partiel et total de sable naturel par le sable de concassage améliorer l'ouvrabilité de mortier pour tous les rapports E/C et avec faible demande de superplastifiant.
- L'utilisation de sable de concassage au mortier comme un remplacement du sable naturel augmenter la résistance à la compression et à la flexion pour tous âges et tous les rapports E/C.
- Le sable de concassage constitue une solution idéale pour conserver les ressources alluvionnaires, réduire l'impact des exploitations sur l'environnement, une alternative intéressante au remplacement du sable naturel à un coût raisonnable et améliorée l'état frais et durcis de mortier qu'il soit utilisé totalement ou combiné avec un sable naturel.

5. REFERENCES

- [1] Chi C, Wu Y, Riefler C. The use of crushed dust production of self consolidating concrete (SCC), Recycling Concrete and other materials for sustainable development. Editors Tony C. Liu Christian Meyer; ACI International SP-219
- [2] Kenai, S., Benna, Y., Menadi, B, The effect of fines in crushed calcareous sand on properties of mortar and concrete, International Conference on Infrastructure regeneration and rehabilitation, Sheffield, Editor R.N Swamy, 1999:253-261
- [3] Priyanka A. Jadhava and Dilip K. Kulkarni, An experimental investigation on the properties of concrete containing manufactured sand, Civil Engineering Department, Indian Institute of Technology, Bombay, Maharashtra, India- 400 076. April-June, 2012.
- [4] Saeed A, Shahid M. Effects of crushed and natural sand on the properties of fresh and hardened concrete. 33rd Conference on our world in concrete and structures. Singapore. 2008; 25 – 27.
- [5] M R Chitlange, R S Bang, P S Pajgade, Appraisal of Artificial Sand Concrete, IE(I) Journal–CV, Volume 90, February 2010,10-12.
- [6] Shanmugapriya T, Uma RN. Optimization of partial replacement of M-sand by natural sand in high performance concrete with silica fume. International Journal of Engineering Sciences & Emerging Technologies, June 2012; 2: 2231 – 6604; pp: 73-80.
- [7] Madani bederina , Zoubir makhloufi, Tayeb bouziani<Effect of limestone fillers the physic-mechanical properties of limestone concrete> Physics Procedia 21 (2011) 28 – 34.
- [8] Nagabhushana and H. Sharada bai <Use of crushed rock powder as replacement of fine aggregate in mortar and concrete>Indian Journal of Science and Technology, 2011;ISSN: 0974- 6846.
- [9] Vinayak R.Supekar, Popat D.Kumbhar <Properties Of Concrete By Replacement Of Natural Sand With Artificial Sand>International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT) Vol. 1 Issue 7, September – 2012, ISSN: 2278-0181.
- [10] Anitha-selva-sofia SD, Gayathri R, SwathiG, Prince arulraj G. Experimental investigation on quarry dust concrete with chemical admixture. International Journal of Latest Research in Science and Technology. 2013; 2:91-94.
- [11] Lohani T.K, Padhi M, Dash K.P, Jena S, Optimum utilization of Quarry dust as partial replacement of sand in concrete, Int. Journal of Applied Sciences and Engineering Research, Vol. 1, No. 2, 2012, ISSN 2277 – 9442.
- [12] B.V.Venkatarama, Suitability of manufactured sand (M-Sand) as fine aggregate in mortars and concretes, Département of Civil Engineering Indian Institute of Science Bangalore-56012, January2012.
- [13] ASTM C 230-83, Flow table for use in tests of hydraulic cement.
- [14] NF EN 196-3, Méthodes d'essais des ciments : Détermination des résistances mécaniques T277-831
- [15] M.Adams Joe, A.Maria Rajesh, P.Brightson, M.Prem Anand, Experimental Investigation on The Effect Of M-Sand In High Performance Concrete, American Journal of Engineering Research (AJER) Volume-02, Issue-12, pp-46-51,2013.
- [16] Ahmed, A. E. and El. Kourad A. A. (1989), 'Properties of concrete incorporating natural sand and crushed stone very fine sand' , American Concrete Journal , 86(4),417-424 .

Étude en laboratoire du potentiel de liquéfaction des sols sableux sur consolidés influence des conditions initiales

FACI Abdallah, BELKHATHIR Mostefa

Laboratoire de Sciences des Matériaux et Environnement, Université Hassiba Benbouali de Chlef, Algérie

1-1 Influence de la surconsolidation :

Plusieurs chercheurs ont montré que le rapport de surconsolidation a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et takutsu [22], Seed et al. [23] ; Seed et Peacock [24]. La figure 1-1 montre les résultats obtenus par Ishihara et al. [25] sur des sols ayant différentes teneurs en éléments fins. On constate que la résistance à la liquéfaction augmente avec le rapport de surconsolidation. Cet effet s'accroît avec l'augmentation du pourcentage d'éléments fins. En réalisant des essais cycliques sur le sable d'Hostun, Bouferra [26] a trouvé qu'avec un coefficient de surconsolidation de 7, la liquéfaction est obtenue au bout de 17 cycles ; alors qu'avec un échantillon normalement consolidé, il fallait 6 cycles pour obtenir la liquéfaction (figure 1.2).

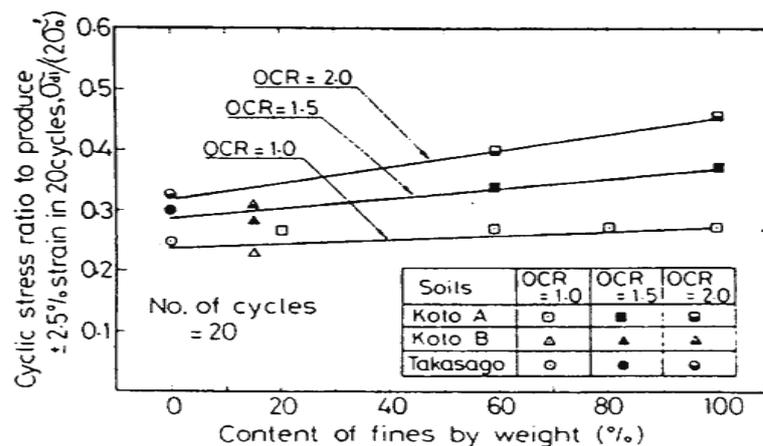


Figure 1.-1 : Influence de la surconsolidation sur la résistance à la liquéfaction des sols (Ishihara et al.1978).

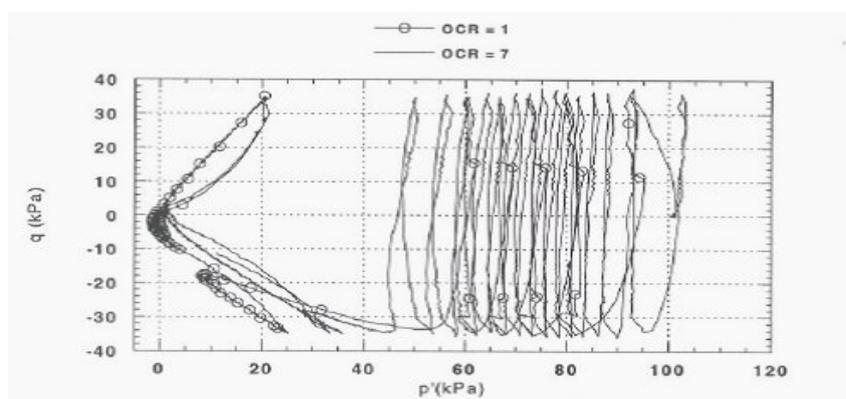


Figure 1-3 : Influence de la surconsolidation sur le comportement cyclique du sable d'Hostun (Bouferra, 2000).

1.2 Etude du comportement des sables sous chargement monotone

1.2.1 Essai Drainé

Lors d'un essai triaxial conventionnel ou nous appliquons une contrainte $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ en compression monotone drainé, l'échantillon de sable verra initialement son volume diminuer lorsque la valeur du déviateur ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) augmente, c'est la phase de contractance. Cette dernière est le résultat de l'enchevêtrement des grains de sable. Pour un sable lâche la vitesse de déformation volumique tend lentement vers zéro. Par contre pour un sable dense la vitesse de déformation volumique s'annule rapidement et change de signe, alors le matériau devient dilatant. Cette phase de dilatance est due essentiellement au désenchevêtrement des grains de sable.

La phase de contractance et la phase de dilatance dépendent principalement de la densité du sable et de la pression de confinement (σ_3). Les figures (1- 16) et (1- 17) établies par Lee en 1965 d'après, mettent bien en évidence l'influence de la densité du sable et de la pression de confinement sur les variations du volume. En effet si nous observons sur l'une des deux figures, nous remarquons que la phase de dilatance diminue et devient inexistante avec l'accroissement de la contrainte de confinement, et si nous comparons les deux figures, nous constatons pour un accroissement de la densité relative du sable, que les courbes de même pression de confinement subissent une diminution de la phase de contractance et au contraire une augmentation de la phase de dilatance.

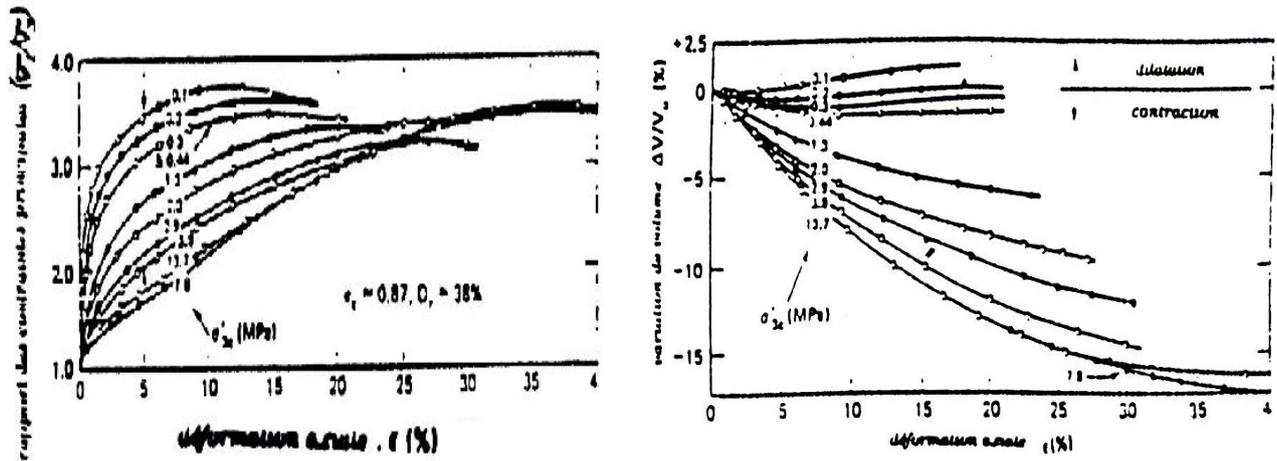


Figure 1.3: Essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (d'après Lee 1975).

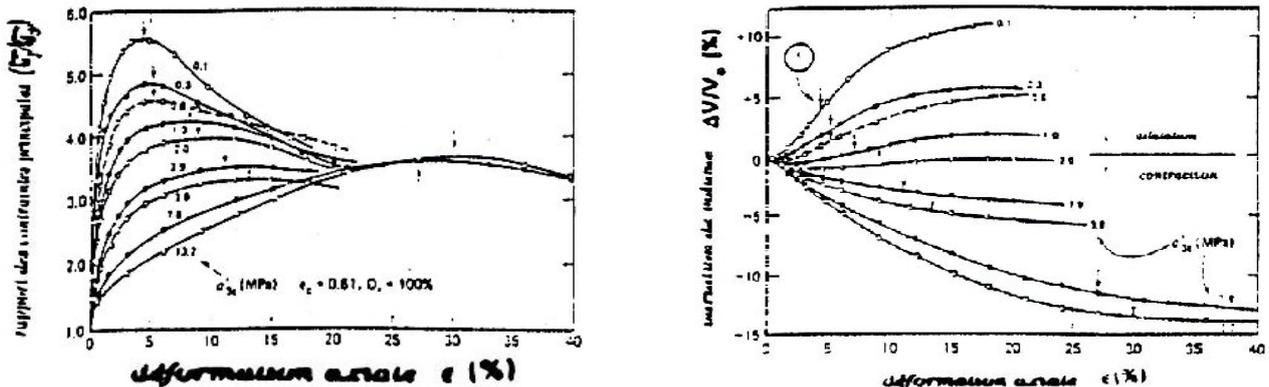


Figure 1-4 : Essais triaxiaux monotones sur sable de Sacramento (d'après Lee, 1975).

1.2.2 Essai non drainé

Lors d'un essai triaxial en compression monotone non drainé sur un échantillon de sable saturé, le volume de celui-ci reste constant, par contre la pression interstitielle varie au cours de l'essai de ce fait la phase de contractance et celle de dilatance peuvent être observées sur les variations de la pression interstitielle.

La phase de contractance va se manifester par une augmentation de la pression interstitielle induite par une tendance à la densification du volume solide. Quant à la phase de dilatance, elle va se manifester par une diminution de la pression interstitielle engendrée par une tendance à l'augmentation du volume solide.

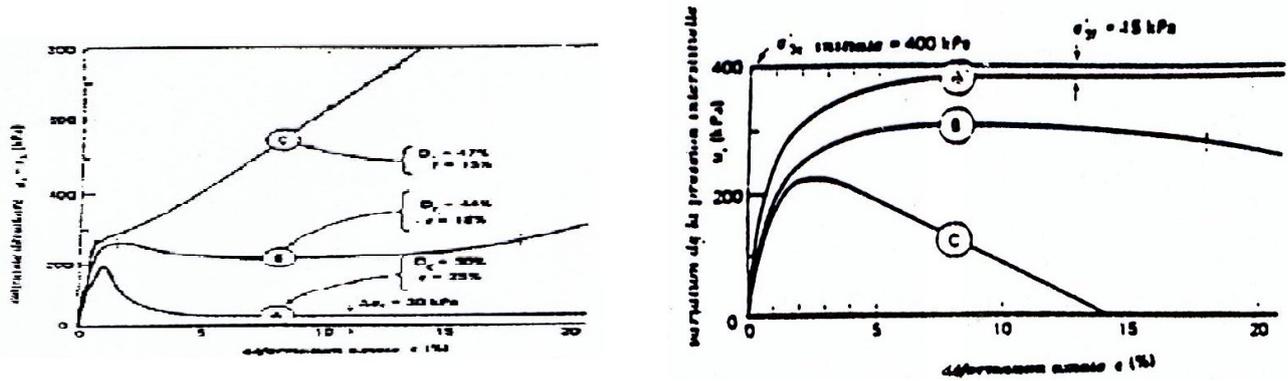


Figure 1-5 : Essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (d'après Casagrande, 1936).

Au début de chargement, nous constatons sur la figure (1-18) établie par Casagrande en 1975 d'après, une augmentation de la pression interstitielle pour les 03 essais non drainés (A), (B) et (C) puis une annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle pour les sable lâches (A), tandis que pour les sables plus denses (B) et (C), nous observons après annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle, une décroissance de celle-ci. Pour un l'essai (A), l'échantillon va présenter une chute de résistance de au cisaillement, c'est la liquéfaction. Par contre les essais (B) et (C), la décroissance de la pression interstitielle se manifeste par une reprise de résistance au cisaillement d'échantillon.

Le niveau de contrainte déviatoire pour lequel s'inverse le signe des vitesses de variation de la pression interstitielle lors d'un essai non drainé, correspond au même niveau de contrainte déviatoire pour lequel la vitesse de variation de la déformation volumique change de signe lors d'un essai drainé (figure 1-6). Ce niveau de contrainte a été défini par Luong et Habib [27], comme étant l'état caractéristique du matériau.

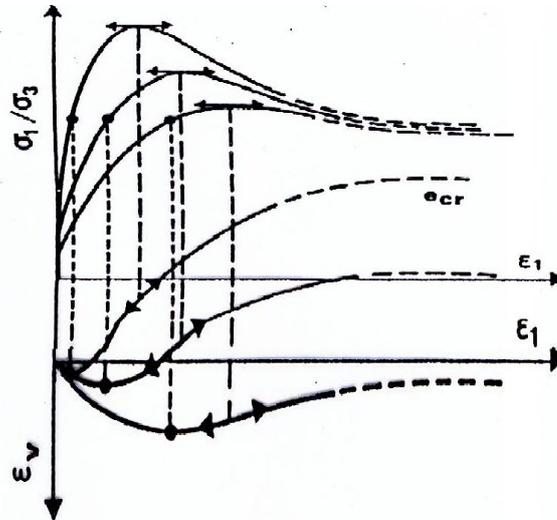


Figure 1-6 : variation du volume sous chargement monotone (Luong et Habib, 1978).

A ce niveau de contrainte est associé :

- une vitesse de variation de volume nulle $\epsilon_v = 0$.
- le seuil entre l'enchevêtrement et les dés enchevêtrement des grains de sable.
- des déformations faibles et éloignées de la rupture.
- un angle de frottement caractéristique.

Cet état caractéristique est indépendant de l'indice des vides initial, en effet si nous revenons aux figures (1.3 et 1.4) nous remarquons que toutes les courbes tendent vers un même palier qui est peu différent de $(\sigma_1/\sigma_3=3)$.

Dans le plan (P-Q), le domaine de contractance est limité par deux droites caractéristiques L_c (une droite pour que $Q > 0$ et une autre pour $Q < 0$).

Le domaine de dilatance est limité par les droites caractéristiques L_c et les droites de rupture L_r (voir figure 1-7),

Établie par Luong, pour un sable lâche les deux droites sont confondues, étant donné dans le plan (Q, ε_1) , lors des essais à chargement monotone drainé sur les sables lâches, les contraintes déviatoire au palier sont confondues avec les contraintes déviatoire au pic

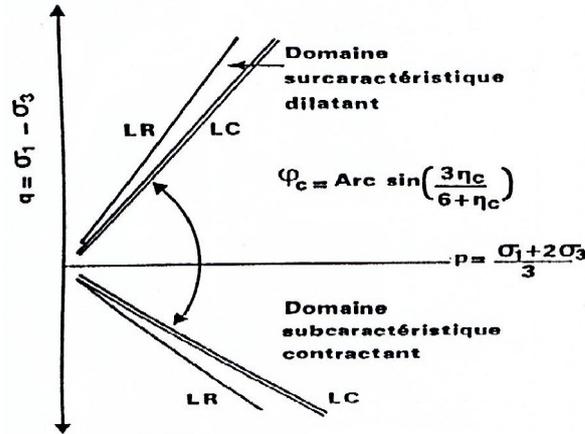


Figure 1-7 : Critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (Luong, 1978)

2 Matériau utilisé :

2.1 Sable :

Le matériau utilisé dans ce travail est le sable d'Oued chlef. Le sable de chlef comme son nom l'indique provient du lit de l'oued chlef qui traverse la ville de chlef. Ce sable est un sable alluvionnaire. Le sable de chlef est un sable moyen, avec un diamètre moyen $D_{50}=0.32$ mm. La figure 1-1 montre la granulométrie du matériau utilisé. Cette courbe a été obtenue par tamisage sur une série complétée de tamis.

Le tableau 1-2 donne les caractéristiques de ce sable à savoir : compacités maximale et minimale, poids volumique des grains solides, etc.....

Les essais ont été réalisés sur des échantillons de densité relative moyenne $I_d=50\%$, la masse correspondante est égale à 500 g.

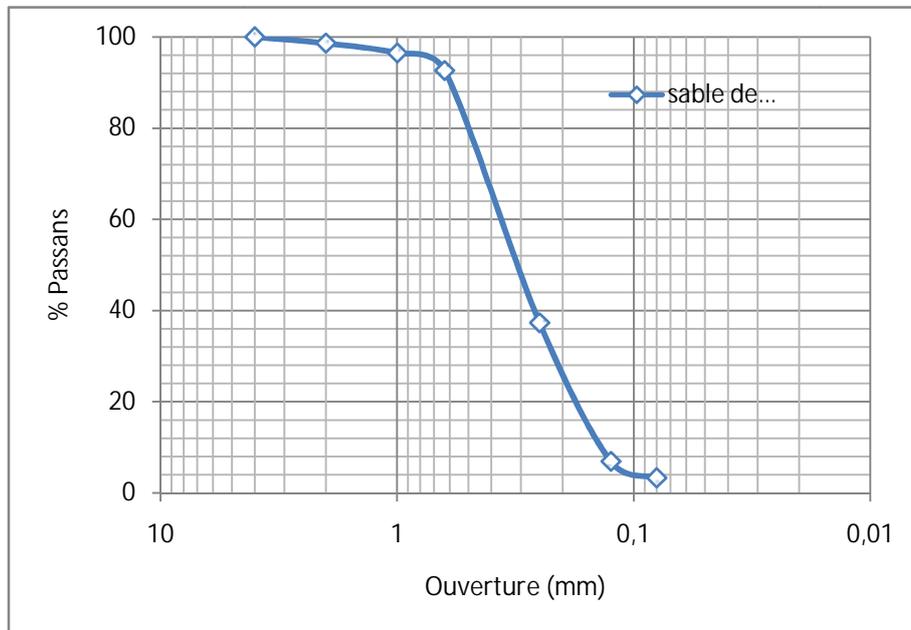


Figure 2-1 : courbe granulométrique du sable d'oued chlef utilisé.

Tableau 2-1 : propriétés du sable utilisé.

| propriétés | γ_s (g/cm ³) | e_{max} | e_{min} | $C_u=(D_{60}/D_{10})$ | C_c $=D_{30}^2/(D_{60}*D_{10})$ | D ₁₀ | D ₅₀ | D ₉₀ | Forme des particules |
|----------------|------------------------------------|-----------|-----------|-----------------------|--------------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------------|
| Sable de chlef | 2.79 | 1.29 | 0.69 | 2.64 | 1.02 | 0.14 | 0.23 | 0.32 | Arrondie |

Tableau 2-2 :

| propriétés | γ_s (g/cm ³) | e_{max} | e_{min} | $C_u=(D_{60}/D_{10})$ | C_c $=D_{30}^2/(D_{60}*D_{10})$ | D ₁₀ | D ₃₀ | D ₆₀ | Forme des particules |
|------------|------------------------------------|-----------|-----------|-----------------------|--------------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------------|
| A1 | 2.68 | 2.98 | 0.61 | 6.61 | 1.59 | 0.36 | 1.17 | 2.38 | Arrondie |
| A2 | 2.64 | 1.12 | 0.63 | 5.71 | 1.47 | 0.21 | 0.61 | 1.20 | |
| A3 | 2.65 | 1.08 | 0.81 | 1.92 | 0.98 | 0.75 | 1.03 | 1.44 | |

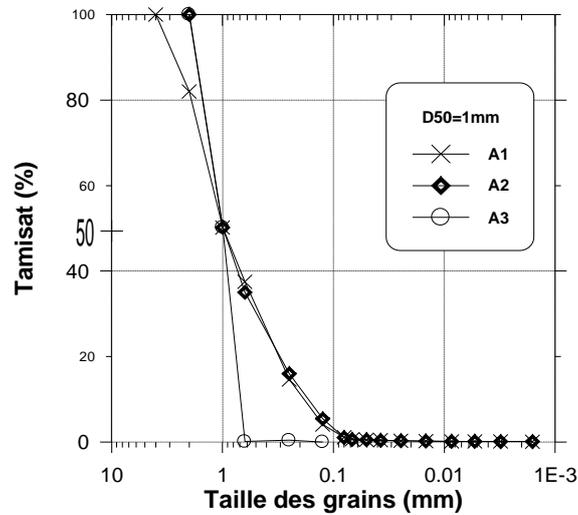


Figure 1-2 courbe granulométrique sable A1 A2 A3

Tableau 2-3 :

| propriétés | γ_s (g/cm ³) | e_{max} | e_{min} | $C_u=(D_{60}/D_{10})$ | C_c $=D_{30}^2/(D_{60}*D_{10})$ | D ₁₀ | D ₃₀ | D ₆₀ | Forme des particules |
|------------|------------------------------------|-----------|-----------|-----------------------|--------------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------------|
| B1 | 2.68 | 0.96 | 0.63 | 4.78 | 1.41 | 0.5 | 0.66 | 1.23 | Arrondie |
| B2 | 2.63 | 1.02 | 0.66 | 5.37 | 1.41 | 0.45 | 1.24 | 2.42 | |
| B3 | 2.65 | 1.22 | 0.82 | 3.5 | 1.13 | 0.18 | 0.39 | 0.63 | |

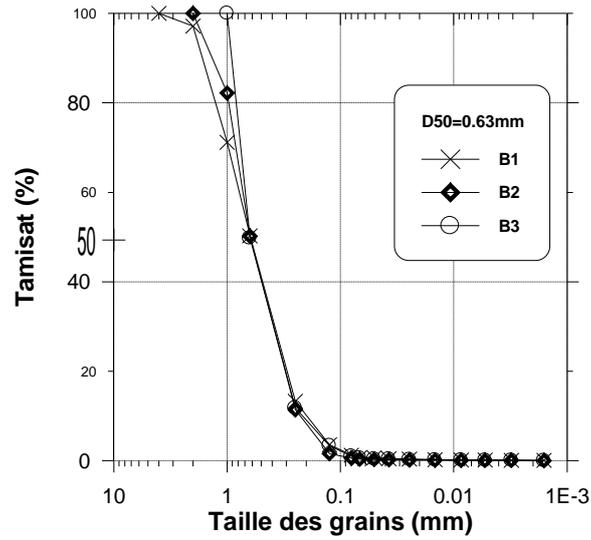


Figure 1-3 courbe granulométrique sable B1 B2 AB

Tableau 2-4 :

| propriétés | γ_s (g/cm ³) | e_{max} | e_{min} | $C_u=(D_{60}/D_{10})$ | C_c $=D_{30}^2/(D_{60}*D_{10})$ | D ₁₀ | D ₃₀ | D ₆₀ | Forme des particules |
|------------|------------------------------------|-----------|-----------|-----------------------|--------------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-------------------------|
| C1 | 2.67 | 0.94 | 0.59 | 9.24 | 1.93 | 0.25 | 1.05 | 2.31 | Arrondie |
| C2 | 2.63 | 1 | 0.64 | 4.88 | 1.21 | 0.25 | 0.63 | 1.22 | |
| C3 | 2.65 | 1.01 | 0.65 | 2.64 | 1.01 | 0.25 | 0.41 | 0.66 | |

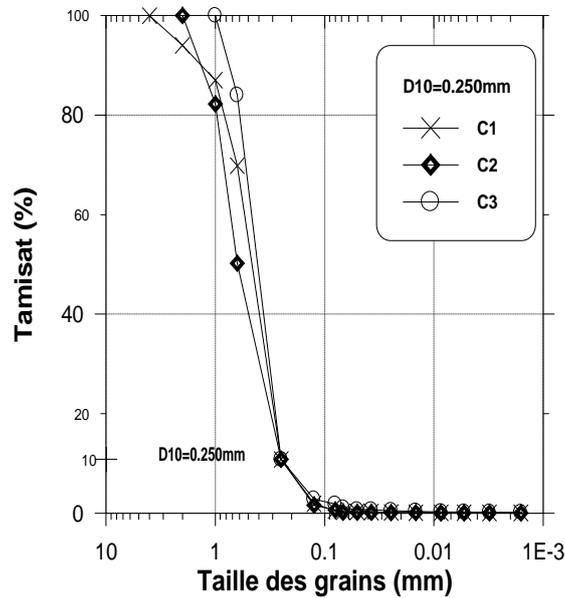


Figure 1-4 courbe granulométrique sable C1 C2 CB

Tableau 2-5 :

| propriétés | γ_s (g/cm ³) | e_{max} | e_{min} | $C_u=(D_{60}/D_{10})$ | C_c $=D_{30}^2/(D_{60}*D_{10})$ | D ₁₀ | D ₃₀ | D ₆₀ | Forme des particules |
|------------|------------------------------------|-----------|-----------|-----------------------|--------------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-------------------------|
| D1 | 2.62 | 1.01 | 0.66 | 18.16 | 3.35 | 0.125 | 0.97 | 2.27 | Arrondie |
| D2 | 2.68 | 1.02 | 0.67 | 9.2 | 2 | 0.125 | 0.53 | 1.15 | |
| D3 | 2.68 | 1.06 | 0.7 | 4.88 | 1.34 | 0.125 | 0.32 | 0.61 | |

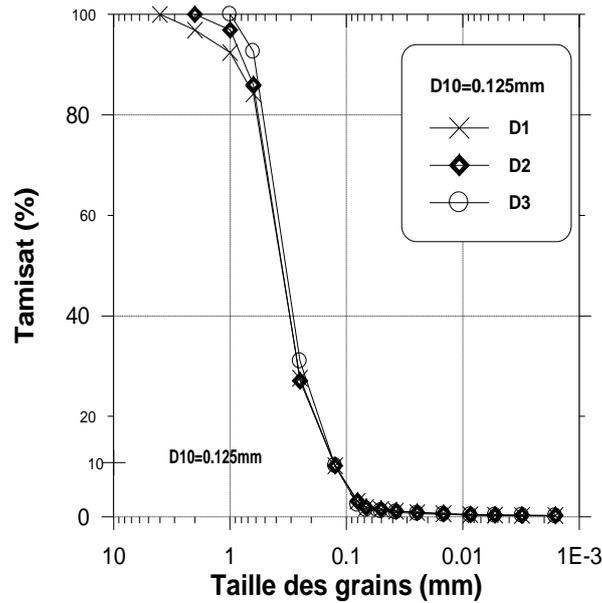


Figure 2-5 courbe granulométrique sable D1 D2 DB

3. Étude du comportement des sables sous chargement monotone :

1-1 Essai non drainé :

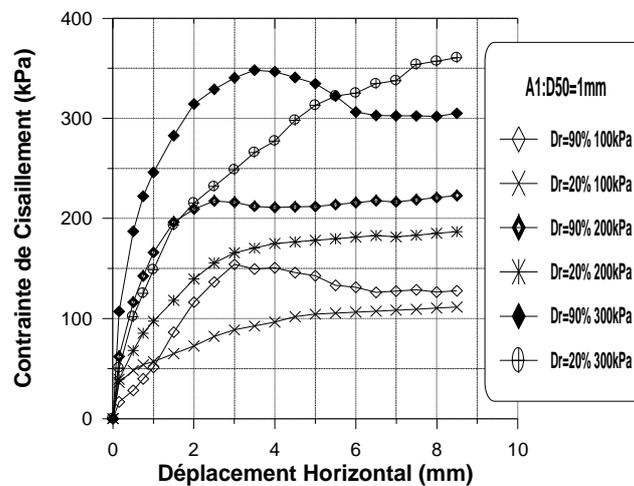


Figure 3-1 : variation de contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontal.
($Dr=90\%$ et $Dr=20\%$)

Figure 3-1 présente l'évolution de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un échantillon de sable reconstitué avec deux densités et ayant un diamètre moyen constant ($d_{50}=1\text{mm}$) et un diamètre maximal variant de 0,0016mm à 4mm, pour trois différentes contraintes normales ($\sigma_v = 100, 200$ et 300 kPa). On constate que la contrainte de cisaillement augmente au cours du chargement et atteint un pic pour un déplacement horizontal entre 2 et 4 mm puis elle diminue pour se stabiliser à partir d'un déplacement horizontal de l'ordre de 7mm pour l'état dense du sol. Par contre une augmentation progressive de la contrainte de cisaillement tout le long de l'essai a été observée pour l'ensemble des contraintes normales appliquées pour l'état lâche ($Dr=20\%$).

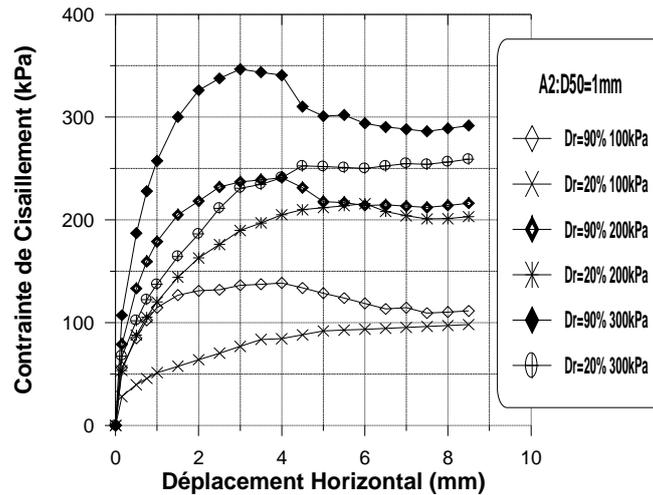


Figure 3-2 : variation de la contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontale.
(Dr=90% et Dr=20%)

Figure 3-2 présente la variation de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un échantillon de sable reconstitué avec deux densités et ayant un diamètre moyen constant ($d_{50}=1\text{mm}$) et un diamètre maximal variant de 0,0016mm à 2mm, pour trois différentes contraintes normales ($\sigma_v = 100, 200$ et 300 kPa). On constate que la contrainte de cisaillement augmente au cours du chargement et atteint un pic pour un déplacement horizontal entre 2 et 4 mm puis elle diminue pour se stabiliser à partir d'un déplacement horizontal de l'ordre de 6 mm pour l'état dense du sol. Par contre une augmentation progressive de la contrainte de cisaillement tout le long de l'essai a été observée pour l'ensemble des contraintes normales appliquées pour l'état lâche (Dr=20%).

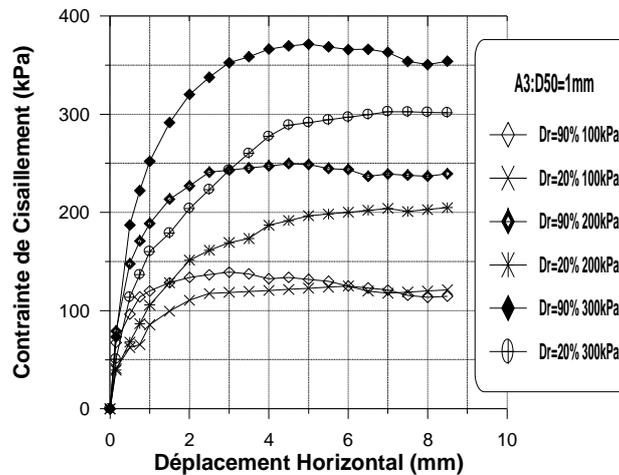
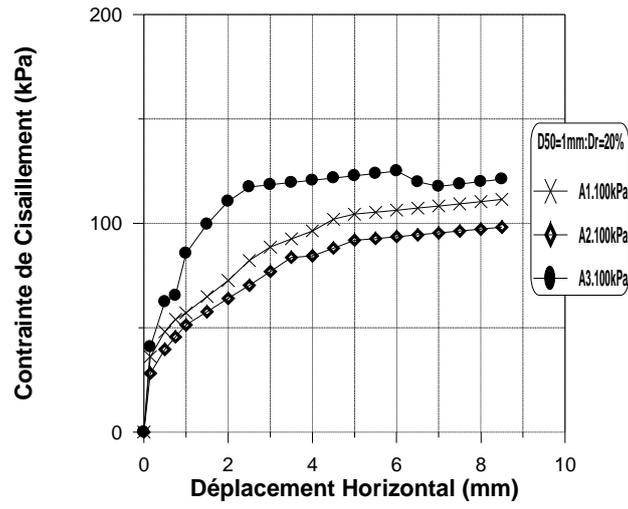


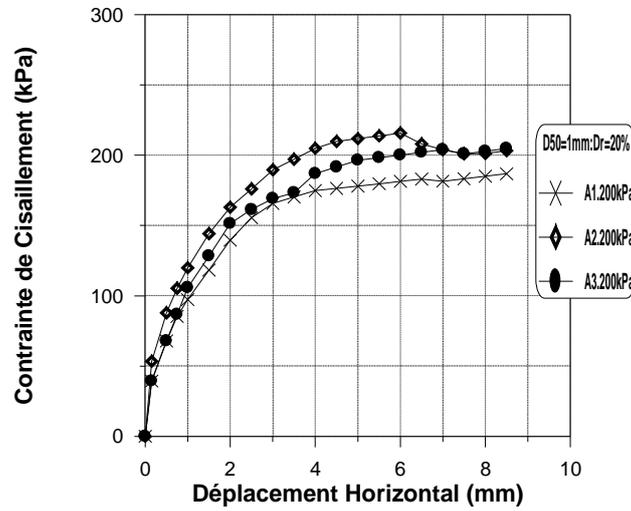
Figure 3-3 : variation de la contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontale.
(Dr=90% et Dr=20%)

Figure (3-1 3-2 3-3) présente l'évolution de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un échantillon de sable reconstitués avec deux densités et ayant un diamètre moyen constant ($d_{50}=1\text{mm}$) et un diamètre maximal variant de 0,63mm à 2mm, pour trois différentes contraintes normales ($\sigma_v = 100, 200$ et 300 kPa). On constate que la contrainte de cisaillement augmente au cours du chargement et atteint un pic pour un déplacement horizontal entre 3 et 5 mm puis elle diminue pour se stabiliser à partir d'un déplacement horizontal de l'ordre de 7mm pour l'état dense du sol, Par contre l'état lâche (Dr=20%) du sol présente une augmentation progressive de la contrainte de cisaillement tout le long de tour de l'essai pour les contraintes normales.

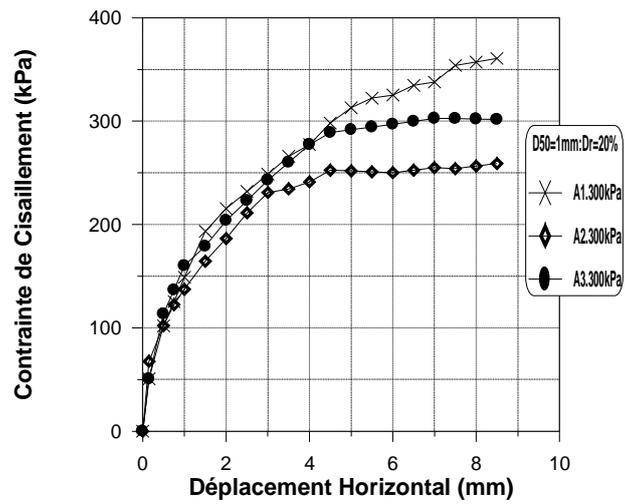
1 - $D_{50}=1\text{mm}; Dr= 20\%$



(a)



(b)



(c)

Figure 3-4 : variation de contrainte de cisaillement en fonction de déplacement horizontal.

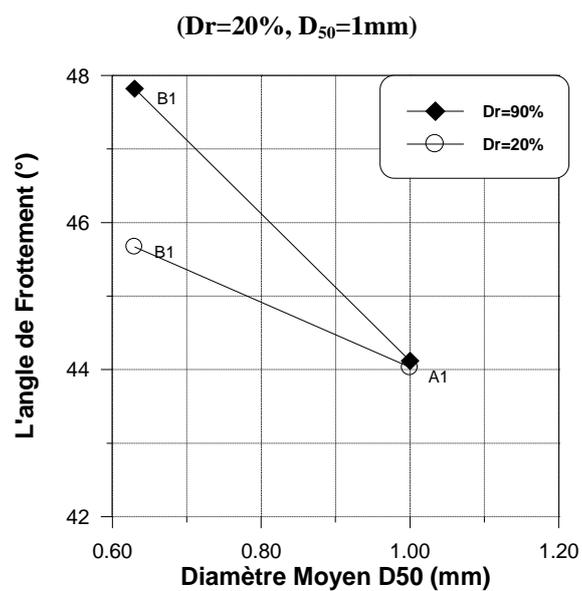


Figure 3-5 Evolution d'angle de frottement en fonction de diamètre moye

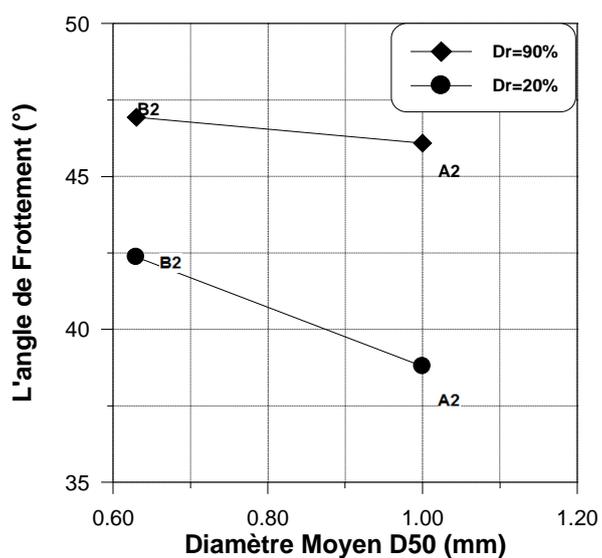


Figure 3-6 Evolution d'angle de frottement en fonction de diamètre moyen.

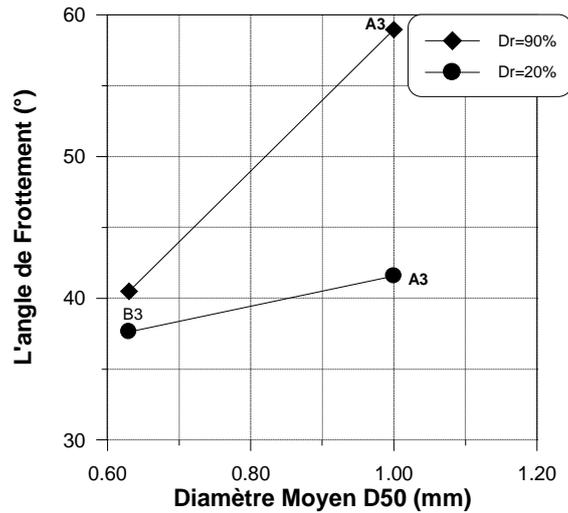


Figure 3-7 Evolution d'angle de frottement en fonction de diamètre moyen.

Figure (3-5 3-6 3-7) montre l'évolution de l'angle de frottement en fonction du diamètre efficace pour deux classes granulaires (A3 et B3) reconstituées à l'état dense et lâche ayant un diamètre moyen de $d = 1$ mm et 0.63 mm et diamètres extrêmes différents pour les trois différentes contraintes normales ($\sigma = 100, 200$ et 300 kPa). On constate que l'angle de frottement varie linéairement avec le diamètre moyen D_{50} pour les classes granulaires A3 et B3. En effet, il augmente avec l'augmentation de D_{50} pour l'état dense et lâche du sol. On conclut que la classe granulaire ayant le diamètre moyen élevé et un diamètre maximal ou minimal faible ou élevé a un angle de frottement plus élevé que la classe granulaire ayant un diamètre moyen plus faible et un D_{max} ou D_{min} faible ou élevé.