

Revue Scientifique et Technique
de la **Construction**

Revue semestrielle éditée par le LPEE N°133 - 1er Semestre 2016 ISSN : 0851 - 1446 www.lpee.ma

**4th African Young Geotechnical
Engineers Conference**

**4ème Conférence Africaine
des Jeunes Ingénieurs
Géotechniciens**

12-13 NOVEMBER 2015



African
Geotechnical
Societies

RECOMMANDATIONS AUX AUTEURS

▶ NOTES AUX AUTEURS

Nous remercions tous les auteurs qui ont voulu contribuer à la publication d'articles dans cette revue, qui est la leur. Afin de faciliter l'insertion des contributions, les auteurs sont priés d'adopter, autant que possible, les recommandations suivantes :

Les articles proposés à cette publication traiteront des sujets relatifs aux domaines du bâtiment, du génie civil, des industries associées et des disciplines assimilées (économie, formation, gestion technique, ...).

Les copies originales du texte et des illustrations (tables, figures, photos) sont adressées à la Direction Technique et Scientifique du LPEE, par courrier postal ou envoyées par courrier électronique à l'une des adresses suivantes : lpee@lpee.ma, ejjaouani@lpee.ma ou metrane@lpee.ma.

▶ PRESENTATION DU TEXTE

L'article doit être présenté de la manière suivante :

1. Le format est A4 avec 2,5 cm pour les marges en haut, en bas, à gauche et à droite. L'interligne est simple, sans tabulation au début du nouveau paragraphe.
2. Le titre de l'article ne doit pas excéder 60 caractères.
3. Les noms des auteurs doivent apparaître immédiatement au-dessous du titre. La fonction, l'affiliation et l'adresse électronique doivent apparaître en note de bas de la première page, Tel / GSM et Fax.
4. Un résumé de l'article de 150 à 200 mots, suivi d'une dizaine de mots clés, est demandé, en Français, en Anglais ou en Arabe si possible.
5. Les symboles doivent être définis à l'endroit où ils sont introduits pour la première fois.
6. Les formules et les équations seront numérotées selon leur ordre de parution.
7. Une conclusion doit terminer l'article.
8. Une liste de références bibliographiques numérotée sera placée à la fin du document avant les annexes et dans l'ordre alphabétique. Elle comportera dans l'ordre: les noms et prénoms des auteurs, le titre de la référence, la revue, ou l'éditeur s'il s'agit d'un ouvrage, le volume, le numéro de la revue et l'année de parution.

▶ EXAMEN DES ARTICLES

L'article est enregistré au secrétariat de rédaction et envoyé au comité de lecture pour examen et avis, conformément aux décisions du Conseil Scientifique de la Revue.

L'auteur de l'article est informé de la suite réservée à son article, une semaine après la réception de l'avis du comité de lecture.

Toute modification proposée sur un article sera soumise à l'accord préalable de l'auteur.

▶ CORRECTION

Après une première épreuve de composition, l'article sera transmis à l'auteur pour relecture et vérification.

Les auteurs ayant contribué par la publication d'articles dans un numéro, pourront bénéficier de quelques exemplaires, à titre gracieux, sur leur demande.

Revue éditée par le

Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes

LPEE

Autorisation de publication

N° 9/83

Dépôt légal

N° 24/1984

ISSN : 0851 - 1446

Directeur

Responsable de la publication

Mustapha FARES

Responsable Scientifique

Houssine EJJAAOUANI

Rédaction

LPEE

25, rue d'Azilal, 20000, Casablanca

Tél.: 05 22 54 75 75 (Lignes groupées)

Fax : 05 22 30 15 50

www.lpee.ma

Conception : Mediating, Rabat

Impression : Imprimerie Toumi

SOMMAIRE

- 5 Editorial**
- 6 Présentation**
- 7 Préface**
- 8 Traitement des érosions des talus**
Nabil Mequedade
- 12 Behaviour of clay soils under climate change**
Jihad Jamaï
- 18 Settlement calculation of embankments in soils and soil treatment by vertical drains**
Fadoua Ghannou
- 20 Swelling potential path history for unsaturated clay from large laboratory and field model tests**
Tarek M.F, Bahr M.A., EL-Mashaad M.M., Gamal El-Dean M.R.
- 24 The treatment of shallow foundations on expansive soils using scrap tyres**
Huda Gamal Eldin Osman
- 27 Préprocesseur de découpage des massifs rocheux, calculs de stabilité et d'effondrements/éboulements avec sttar3d**
Yaghkob Ikezouhen, Eric Dimnet
- 32 Factors affecting seepage losses in hafirs constructed in qoz soils**
Sanaa Ibrahim Kaddam
- 34 Studying of shear walls with piled raft over soft soil against seismic loads**
M. M. El Gendy, R. W. Salib, W. H. El Kamash, M. A. Kandil
- 39 Compactage à sec : Etat de l'art international & nouvelle expérience marocaine**
Derradji abdelkrim, Azzouz Kchikach, Toubane Btissam, Houssine Ejjaaouani
- 42 Application of a discrete element model to the analysis of granular soil recovery in an offshore tubular vibrocore**
Sam Brayant Wegner, Denis Kalumba

- 48** **Influence des constantes élastiques (module élastique et coefficient de poisson) sur le dimensionnement des chaussées : application à la grave latéritique naturelle et au béton bitumineux**
Mbopda Kamdem Alain Serge, Sikali Florent
- 56** **Bearing capacity of shallow foundations on layered soil**
Khalid Abd- Elrazeg, Ahmed Mohamed
- 59** **Modelisation of pile behaviour under cyclic axial loading with a t-z model**
Zineb Abchir, Serge Burlon
- 64** **A new parameter and a new design charts to predict lateral movement in deep excavation systems**
Ahmed Samir Rashed, Mohamed Hassanien Rabie
- 68** **Analysis of surface settlement due to tunnelling in soft ground by using empirical and numerical methods**
A. M. Atta Elmanan , H. Elarabi
- 71** **Étude des glissements de terrain de la kabylie**
Lynda Djerbal
- 77** **Evaluation of axial compression resistance of bored piles from pile load and cone penetration test**
Enass M. Ayoub
- 80** **Pathologie des chaussées des zones forestières : cas du tronçon ayos - abong mbang (Cameroun, Afrique Centrale)**
M. Belek, Mbida Yem, P. Nouanga
- 85** **Hydro-structural evolution of clay – adsorption/desorption curves modelling**
S. Bensallam, H. Ejjaouani, L. Bahi, V. Shakhirev
- 89** **Investigations on elastic modulus of crushed gravel using deflections in cameroun**
Approche de détermination, au Cameroun, du module élastique des GCNT à l'aide des réflexions
Serge Billang, Marcelin Kana, Dieudonné MPELE



EDITORIAL

De par sa position au carrefour des intervenants dans le secteur de B.T.P. et des industries associées, le L.P.E.E. a contribué à la réalisation d'importants ouvrages dans le Royaume à tous les stades d'exécution.

- ▶ *Aux concepteurs, il fournit les recommandations et les dispositions techniques pour une fabrication des différents types de matériaux assurant qualité et durabilité.*
- ▶ *Aux entreprises, il prête assistance et conseils pour une mise en œuvre et une exécution assurant qualité, fonctionnalité et pérennité de l'ouvrage.*
- ▶ *Aux gestionnaires, il conseille les bonnes pratiques et la gestion optimale d'ouvrages et réalise pour leurs comptes des expertises d'entretien et de réhabilitation.*

Ainsi, l'expérience accumulée par le L.P.E.E. au cours de l'exercice de ses missions dans le domaine de génie civil, a permis de capitaliser une expertise et un savoir-faire incontournables.

Aujourd'hui, face à la mondialisation accrue et à l'ouverture des frontières et de là l'ouverture du marché, le L.P.E.E. est en mesure de jouer pleinement son rôle d'expert et de conseiller technique. Il est doté de potentiels humains et matériels à même de lui garantir succès et performance dans les travaux et industries liées aux secteurs de B.T.P.

La présente édition de la revue scientifique et technique de construction (RSTC), regroupe la plupart des interventions présentées à la 4ème Conférence Africaine des Jeunes Ingénieurs Géotechniciens qui s'est tenue à Casablanca les 12 et 13 Novembre 2015.

En effet la géotechnique est une discipline de Génie Civil qui se distingue par l'importance de l'instrumentation et de l'expérimentation, que ce soit in-situ ou au laboratoire.

L'apport expérimental en géotechnique et l'expérience acquise dans les différents chantiers sont décisifs et doivent être judicieusement exploités par la profession.

Au Maroc, des travaux d'ampleur réalisés, ou en cours de réalisation, ont donné lieu à l'établissement d'importantes «études et expertises géotechniques». Cette importance est due à la particularité et à la diversité des sols rencontrées à travers le Royaume.

Devant ce défi incessant, l'ingénieur est appelé à trouver des solutions adaptées aux projets en tenant compte à la fois de la technique et du contexte socio-économique régional.

L'exercice quotidien montre qu'il reste beaucoup à faire pour mieux maîtriser les phénomènes cités auparavant. Toutefois, l'expérience acquise à ce jour est capitale et devra permettre de mieux orienter les nouvelles recherches.

A travers ce numéro, j'invite nos partenaires dans la profession à penser à communiquer leurs travaux et leurs expériences par des articles à publier dans la RSTC ; outil de communication et d'échange continu, mis à leur disposition par le L.P.E.E.

Qu'il me soit permis enfin d'exprimer à nos partenaires et professionnels du secteur, mes vifs remerciements pour leurs contributions à la pérennité de cette publication pour laquelle je souhaite plein de succès.

Mustapha FARES
Directeur Général du LPEE



PRESENTATION

Fidèle à ses traditions de diffusion des informations scientifiques et techniques ; la Revue Scientifique et Technique des Constructions met entre les mains de ses lecteurs les actes de la 4ème Conférence des jeunes Géotechniciens Africains ; tenue à Casablanca les 12 et 13 novembre 2015.

Cette importante manifestation a été initiée par la Société Internationale de Mécanique des Sols et de Géotechnique et avait pour but, surtout, de permettre aux jeunes ingénieurs géotechniciens de chaque continent de se rencontrer durant deux jours pour échanger leurs expériences et établir des contacts pour de meilleures collaborations.

L'organisation de ces deux jours s'est déroulée sous forme de table ronde ; où chaque jeune ingénieur a eu l'opportunité d'exposer son cas : réalisation d'une étude particulière, résolution d'un problème particulier rencontré, soit encadrement d'une thèse de doctorat en cours ou achevée... L'objet des débats est d'informer les collègues des difficultés rencontrées ; des solutions adoptées et des résultats obtenus.

Avec ces différentes présentations, un important échange s'est instauré entre les participants et a permis à toutes les idées de s'exprimer librement dans un cadre convivial.

Par ailleurs, ces deux journées ont été couronnées par deux conférences données par des experts de renom ; en l'occurrence Professor Fatma E. Baligh Vice-Présidente Africa Department of Civil Engineering Mattaria, Helwan University, Cairo, Egypt.

Ces deux journées ont été agrémentées par des visites techniques à des chantiers au port de Casablanca : port croisière, Chantier naval, nouveau port de pêche ; ce qui a permis aux jeunes ingénieurs d'être en contact avec le terrain et d'observer le travail géotechnique in-situ.

Houssine EJJAAOUANI
Secrétaire Général du CMMSG



PREFACE

Dear Colleagues and Friends,

On behalf of the International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering it is for me a great honour and pleasure to welcome you to the 4th African Young Geotechnical Engineers' Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering that is taking place in Casablanca, Morocco, on the 12th and 13th of November 2015.

The very first African Young Geotechnical Engineers' Conference for Africa was held in Namibia in April 2003 and hosted by the South African Geotechnical Society, and was a good and successful start to the series of conferences that followed. The second was held in Hammamet, Tunisia in March 2007 and the third (3AyGEC) was held in Cairo in November 2012. The proceedings of these conferences present a valuable reference on geotechnical problems that are particular to Africa and the engineering solutions to local problems.

These African Young Geotechnical Engineers' Conferences (AYGEC) took place every 4 years and are for young geotechnical engineers below 35 years of age, under the auspices of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE).

A recent decision has been taken by ISSMGE to hold an African Young Geotechnical Engineers' Conference every year except the year where the International Young Geotechnical Engineers' Conference takes place. These conferences when being spread around the continent will enable delegates from within the region to attend without the expense of traveling too far. They will present their work, interact, welcome visiting international speakers, and gain geotechnical knowledge that relates to their region.

On behalf of the ISSMGE, I would like to take this opportunity to express my sincere appreciation and deep gratitude to the Comité Marocain de la Mécanique des Sols et des Roches (CMMSG) and the Organizing Committee of the 4AyGEC for their devotion, time and effort in organizing this conference in Morocco. The valuable contributions from all of you, from the invited lecturers and from the chairpersons are also greatly recognized and appreciated.

Last but not least, I would like to wish all delegates a beneficial 4AyGEC and a pleasant stay in Casablanca.

Fatma Baligh

Fatma El Zahraa ALY BALIGH

Vice-Presidente

Africa Department of Civil Engineering Mattaria



TRAITEMENT DES ÉROSIONS DES TALUS

Nabil Mequedade, Société Nationale des Autoroutes du Maroc (ADM). Maroc



RÉSUMÉ

Les autoroutes au Maroc traversent des zones à relief accidenté, générant plusieurs talus exposés à des forces érosives importantes compromettant la sécurité et la durabilité des ouvrages. ADM s'emploie en permanence pour lutter contre l'érosion hydrique, et déploie un important programme de Recherche & Développement pour maîtriser le phénomène via la modélisation et la cartographie de l'érosion avec l'intégration de modèles de prédiction, l'objectif est de cibler les zones à risque majeur et chercher les solutions adéquates.

Dans ce contexte, des techniques ont été mises au point pour lutter contre l'érosion en se basant essentiellement sur le génie biologique et l'utilisation de la végétation autochtone. Ainsi, des expérimentations ont été conduites sur différents sites écologiques visant la sélection d'espèces adaptées et bien intégrées au paysage, et le choix de techniques et de matériau à utiliser pour réussir l'implantation des végétaux et la stabilisation des talus par ensemencement.

..... | **Mots clés :** érosion hydrique, sols, sédiments, transports solides, modélisation, fixation des sols, génie biologique. ◀



ABSTRACT

Highways in Morocco through areas with mountainous terrain, generating several slopes exposed to significant erosive forces compromising the safety and durability of structures. ADM works continuously to fight against water erosion, and deploys a major program of research and development to eliminate the risk of the phenomenon via modeling and mapping of erosion with the integration of predictive models, the goal is identify sensitive areas and seek appropriate solutions.

In this context, techniques have been developed to fight against erosion relying heavily on biological engineering and the use of native vegetation. Thus, experiments were conducted on different ecological sites for the selection of adequate species and well integrated into the landscape, and the choice of techniques and materials to use for successful implementation of plants and slope stabilization by seeding.

..... | **Key words :** water erosion, soils, sediments, sediment transport modeling, fixing soils, bioengineering. ◀

ÉROSION HYDRIQUE : MECANISME, FORMES ET IMPACT

MÉCANISME ET ORIGINE DU PHÉNOMÈNE

L'érosion hydrique est un processus naturel responsable du transport et de la redistribution des sols sous l'action du ruissellement des eaux de pluies.

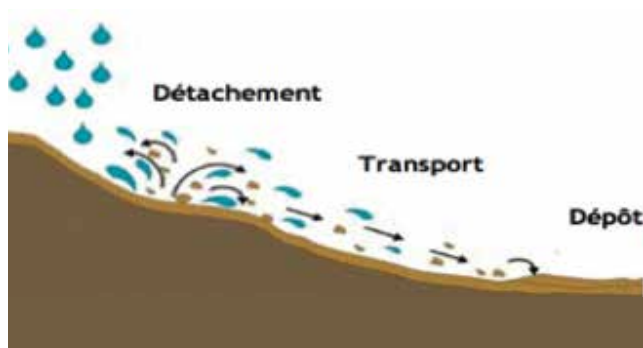


Figure 1 : Schéma expliquant le processus de l'érosion hydrique

Ce phénomène prend de l'ampleur et s'amplifie avec le changement climatique, notamment à cause des périodes de canicule et de sécheresse qui deviennent plus prolongées et des événements extrêmes de fortes précipitations qui sont plus fréquents.

FORMES DE L'ÉROSION HYDRIQUE

On distingue quatre formes de l'érosion hydrique et quatre niveaux de gravité du phénomène :

L'érosion en nappe ou laminaire : Déplacement des particules par effet "splash" à courte distance et ensuite par le ruissellement en nappe.

L'érosion linéaire : La formation de flaques communicantes par des filets d'eau, la vitesse propre de ces filets concentrés sur les lignes de plus forte pente donne suffisamment d'énergie pour créer des lignes d'écoulement (ravinement).



Figure 2 : cas d'érosion linéaire

L'érosion en masse : tout déplacement de volume de terre, comme les mouvements de masse, les coulées de boue et les glissements de terrain.



Figure 3 : cas d'érosion en masse

L'érosion hydrographique : Générée par la dissipation de l'énergie de l'eau dans les lits des cours d'eau et les rivières. C'est le processus de sapement des berges.



Figure 4 : cas d'érosion Hydrographique

IMPACT DE L'ÉROSION HYDRIQUE SUR L'INFRASTRUCTURE DE TRANSPORT

Les infrastructures de transport sont sévèrement touchées par l'érosion hydrique à cause des ravinements qui grignote dans le corps des ouvrages de terrassement et les dysfonctionnements affectant l'assainissement routier induit par les dépôts solides dans les canalisations. Le phénomène est très préoccupant pour l'exploitant des ouvrages notamment à cause de :

- ▶ La fréquence des opérations de réparation des dégâts de crues.
- ▶ L'étendue des travaux à réaliser.

Pour le cas des autoroutes au Maroc, et afin d'assurer la pérennité et la sécurité de la circulation ADM ne cesse de déployer des mesures :

- ▶ Corrective : curage, remise en état des ouvrages de terrassement.
- ▶ Préventives : pentes adoucies des talus défavorisant le départ des matériaux, les parois en béton projeté ou des ouvrages de rétention des matériaux aux pieds du talus etc...

EVALUATION ET MODELISATION DU PHENOMENE ^[1]

Depuis des années, ADM a lancé un important programme de Recherche & Développement pour la lutte contre l'érosion hydrique, parmi les projets importants de ce programme il ya lieu de citer :

- ▶ Evaluation et modélisation du risque de l'érosion hydrique sur les autoroutes au Maroc sous l'effet du changement climatique.
- ▶ Mise au point de techniques de lutte contre l'érosion hydrique basées essentiellement sur le génie biologique et l'utilisation de la végétation locale.

Ces projets répondent à des préoccupations internationales et s'inscrivent dans le cadre du Programme adaptation au changement climatique et valorisation de la biodiversité / protocole de NAGOYA.

ÉTABLISSEMENT D'UNE CARTE DE VUE D'ENSEMBLE DU RISQUE D'ÉROSION HYDRIQUE AU MAROC

Dans le cadre du projet d'évaluation et de modélisation du risque de l'érosion hydrique sur les autoroutes au Maroc sous l'effet du changement climatique, nous avons développé une carte d'ensemble du risque d'érosion au Maroc.

C'est une modélisation à haute résolution permettant d'évaluer les quantités de matériaux déplacés (érosion / déposition) sous l'effet des intensités de pluies représentatives de chaque région. (figure 5)

Les simulations ont été réalisées moyennant le modèle EROSION-3D qui est un modèle physique qui simule à travers des lois

physique le processus de formation des ruissellements et l'érosion pour chaque événement de précipitation donné. Afin de réaliser cette modélisation, quatre types de données sont indispensables :

Modèle numérique de terrain

Le modèle de terrain est indispensable pour les simulations, de ce modèle découlent tous les paramètres topographiques. Et nous avons utilisé le modèle de terrain ASTER GDEM offert en ligne par la NASA, c'est un capteur photographique en haute résolution qui est logé à bord du satellite TERRA qui observe la terre. Les données ont été transférées vers un SIG, traitées pour supprimer les bruits parasites et transformées en coordonnées Lambert.

Paramètres de sol : texture, structure et érodabilité

Pour le calcul des écoulements (infiltration) et des sédiments (dissolution des particules, capacité de transport et sédimentation), on a besoin des données sur la texture des sols, c'est à dire la composition granulométrique et la substance minérale des sols en distinguant entre l'argile, le limon et le sable. La carte des sols fournie par la Direction du cadastre et de la cartographie a été géoréférencée et numérisée pour le besoin du projet.

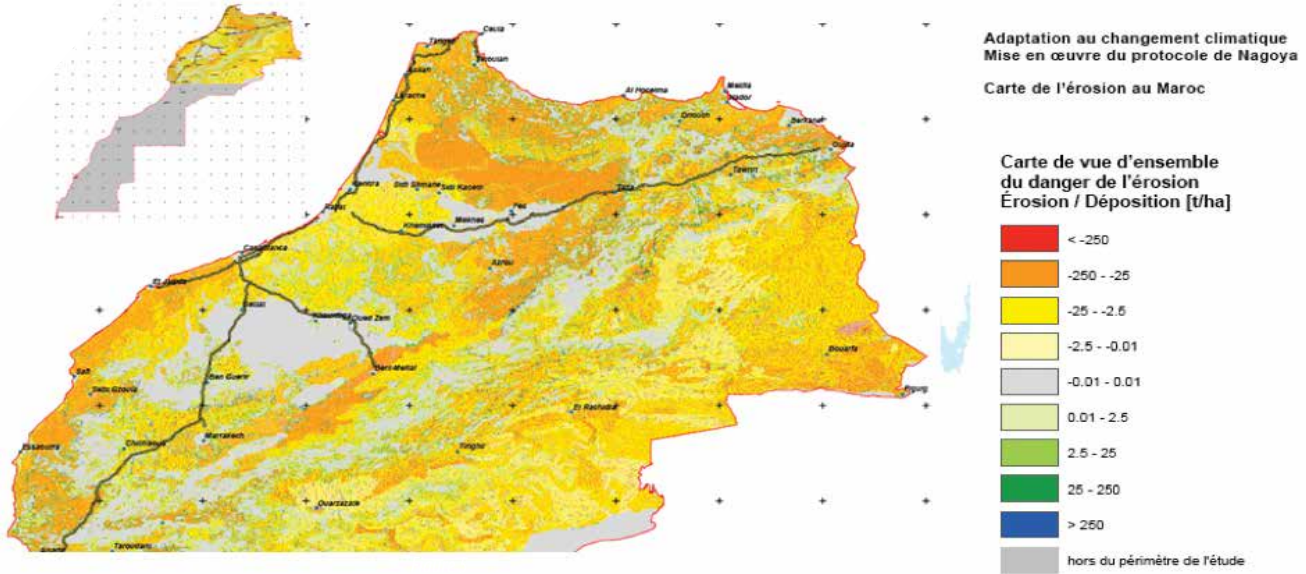
Paramètres d'occupation des sols

Le modèle réparti en plusieurs catégories bien définies les occupations du sol, par exemple : abondance d'arbres, prairie, chemin, surface bâtie etc ... nous avons eu recours à des données offertes par le Centre Royal de Télédétection Spatiale, ces données ont été complétées et ajustées par la carte mondiale des archétypes globaux de l'occupation des sols et par des données de Globcover map du satellite Envisat.

Paramètres de précipitations

Les données pluviométriques sont des données clés, l'intensité des précipitations et la haute résolution spatiotemporelle sont décisives pour mieux approcher le phénomène. Et on eu recours

aux données fournies par les stations pluviométriques de la Direction de la Météorologie Nationale et les Agences de Bassins Versants.



aperçu de la carte de vue d'ensemble du risue d'éricas hydrique au Maroc

TESTS IN-SITU POUR LE CALAGE DES MODÈLES

Des mesures in-situ ont été effectuées pour ajuster le paramétrage du modèle, notamment des tests de simulation de pluies permettant de mesurer en grandeur réelle les caractéristiques suivantes :

- ▶ Les lames ruisselées.
- ▶ Les lames infiltrées.
- ▶ Le coefficient d'écoulement.
- ▶ La concentration des sédiments.
- ▶ Le taux de perte des sols.

Il ya lieu à noter les avantages des simulateurs de pluie :

- ▶ Dispositifs mobiles.
- ▶ Possibilité de produire à volonté des pluies d'intensité et d'énergie similaires aux pluies naturelles.

- ▶ Possibilité de simuler des averses de fréquence rare.
- ▶ Réduction des temps d'observation sur le terrain.

CATALOGUE SOL / ÉRODABILITÉ

Le programme de recherche consiste à établir un catalogue sol / érodabilité dans le but d'enrichir la classification GTR des sols par des informations sur le caractère érosif des sols, en se basant sur des tests supplémentaires, parmi ces tests on cite :

- ▶ Test de stabilité structurale : Le comportement physique d'un sol soumis à l'action de la pluie.
- ▶ Tests de détermination des caractéristiques physico-chimiques, comme :
 - La teneur en calcaire.
 - La conductivité électrique.
 - La teneur en matière organique.

TECHNIQUES DE FIXATION DES SOLS

Des techniques ingénieuses de fixation des sols ont été développées dans le cadre du programme Recherche & Développement déployé par la Société Nationale des Autoroutes du Maroc (ADM), notamment :

- ▶ Techniques de génie biologique.
- ▶ Protection des talus par Arcades.

FIXATION DES SOLS MOYENNANT DES TECHNIQUES DE GÉNIE BIOLOGIE ^[2]

La technique d'ensemencement adoptée combine la fixation des sols et leurs végétalisation, et utilise des matériaux inoffensifs

pour la nature et permet d'assurer un double rôle :

- ▶ La fixation des sols par le paillage avec canisse de roseau ou pailles : qui est éphémère et censée disparaître avec le temps au même rythme de la biodégradation des éléments qui la compose. Mais d'ici là, cette fixation retient la terre et offre les conditions nécessaires à la poussée des semences qui y abritent.
- ▶ La végétalisation : ensemencement des talus moyennant une composition de semences finement choisie et testée parmi les espèces autochtones.

On repère les quatre étapes suivantes :

- ▶ Etape 1 : Préparation du sol du talus.
- ▶ Etape 2 : Etalement du paillage de pailles ou de canisses.
- ▶ Etape 3 : Semis.
- ▶ Etape 4 : Fixation du paillage.



Figure 6 : Photos des travaux et résultats de fixation des sols par les techniques de génie biologique sur les autoroutes au Maroc

PROTECTION DES TALUS PAR ARCADES

La technique consiste à retravailler la surface des talus par la subdivision de celle-ci en un ensemble de petite surface sous forme d'arcs avec des acheminements des eaux de pluies. Le dispositif des arcades permet de :

- ▶ Casser les vitesses d'écoulement de l'eau sur le talus.
- ▶ Réduire les surfaces exposées et leur longueur.
- ▶ Collecter l'eau qui s'écoule et l'acheminer vers la cunette de pied de déblai.

Le traitement commence par le pied de talus et suit l'ordre suivant :

- ▶ Préparation du sol support (comblement des ravines, modelage ...).
- ▶ Implantation des arcades sur le talus de déblai.
- ▶ Travaux de fouilles pour réalisation des arcades.
- ▶ Coulage du béton de propreté des arcades.
- ▶ Mise en œuvre des arcades en béton armé coulés en place (B20 dosé à 300Kg) ou pose des arcades en éléments préfabriqués.

- ▶ Lorsque les éléments en arc sont préfabriqués, leur emboîtement les uns les autres avec un joint réalisé en mortier anti retrait pour assurer une parfaite continuité entre les éléments de l'arcade.
- ▶ Mise en place de la pierre maçonnerie entre arcs et en voûte.
- ▶ Réalisation des raccordements arcs/cunette de déblai le long de la zone traitée.



Figure 7 : Illustration des travaux de réalisation des arcades sur les autoroutes au Maroc

CONCLUSION

En guise de conclusion il ya lieu de noter que l'érosion hydrique est une menace majeure et que le phénomène prend de l'ampleur avec le changement climatique. De plus, l'étendue du phénomène impose des projets transverses et des solutions à l'échelle des grands bassins versants.

Mais encore il est recommandé de privilégier une démarche anticipative face au phénomène, et d'opter pour des

techniques innovantes qui assurent un bon compromis entre efficacité et coût. Et dans ce sens les techniques de génie biologique ont montré leur efficacité, l'avantage du coût relativement faible et la capacité de réconcilier avec l'environnement.

Références

- [1] Rapport : Elaboration de la carte d'érosion au Maroc ; IPRO-CONSULT Dr. K. Hartsch, Dr. M.v. Werner
 [2] Rapport : Essais de génie biologique pour la lutte contre l'érosion; Dr. Caouki ALFAIZ, Pr. Nordine TLEMÇANI, Institut Nationale de la recherche Agronomique INRA



BEHAVIOUR OF CLAY SOILS UNDER CLIMATE CHANGE

Jihad Jamai, Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes, LPEE. Maroc



SUMMARY

Construction on clay soils is often responsible for losses due to movements of this type of soil, expressed mainly by their shrinkage and swelling, related to drought then return to normal water status. Actually, this feature can lead to significant impacts and disturbances to works based on this type of soil at both based surface structures, such as buildings, retaining structures and embankments, and underground works namely tunnels, piles or pipes.

In Morocco, expansive soils are encountered as superficial deposits or at different depths below the natural ground. The Tirs, very plastic blackish clay, are encountered in various regions, namely in semi-arid areas such as Ouarzazate, at the foot of the High Atlas, in the agricultural regions of Gharb, defined by the triangle Rabat Kenitra and Fes, and in the agricultural regions of Doukkala. This type of soil is also present in other areas such as Settat, Safi or Moulay Yacoub.

Damages following of swelling soils result on buildings and structures through cracks openings, joints detachments or upheaval of foundations. In a purpose to avoid the considerable disorders that can result of this phenomenon, determining the properties of this type of soil in laboratory is crucial in every geotechnical study. Actually, laboratory tests allow drawing conclusions about the behavior of expansive soils, namely the appreciation of the possible swelling of soil in presence of water or identification of prospective settlements.

In this perspective, measures and recommendations should be considered for better anticipation and risk control. These arrangements would be away from any source of water flow and opt for foundations on deeper layers, thus eliminating the superficial layers, more prone to changes in volumes due to climate change.



RÉSUMÉ

La construction sur argiles est bien souvent responsable de sinistres dus aux mouvements de ce type de sols, traduits essentiellement par leur retrait et gonflement, liés à la sécheresse puis au retour à l'état hydrique normal. En effet, cette particularité peut engendrer des conséquences et des désordres importants aux ouvrages fondés sur ce type de sol aussi bien au niveau des structures fondées en surface, comme les bâtiments, les ouvrages de soutènement ou les remblais, qu'au niveau des ouvrages enterrées nommément les tunnels, pieux, ou canalisations.

Au Maroc, les sols gonflants sont rencontrés sous forme de dépôts superficiels, pouvant atteindre plusieurs centaines de mètres d'épaisseur, ou encore à des profondeurs différentes sous le terrain naturel. Les tirs, argiles noirâtres très plastiques, sont coudoyés dans différentes régions, nommément dans les zones semi-arides comme Ouarzazate au pied du Haut Atlas, et les régions agricoles du Gharb qui est défini par le triangle Rabat, Kénitra et Fes ainsi que dans les régions agricoles de Doukkala. Ce type de sols siège également dans d'autres zones comme Settat, Safi ou encore Moulay Yacoub.

Les dommages pouvant résulter des gonflements des sols, se traduisent sur les bâtiments et ouvrages par des ouvertures de fissures, détachement de joints ou encore soulèvement des fondations. Ces déformations sont d'autant plus accentuées par la succession d'une période fortement arrosée et d'une période de déficit pluviométrique, ou la proximité d'une zone siège à des infiltrations d'eaux.

Dans un dessein d'éviter les dommages considérables pouvant advenir de ce phénomène, la détermination des propriétés de ce type de sols au laboratoire s'avère être liminaire dans toute étude géotechnique. En effet, les essais menés au laboratoire permettent de se prononcer quant au comportement des sols gonflants, notamment l'appréciation du gonflement éventuel de ces sols en présence d'humidification ou encore la détermination d'éventuels tassements.

Dans cette perspective, des mesures et recommandations devraient être prises en considération pour une meilleure anticipation et maîtrise du risque. Ces dispositions seraient d'éloigner toute source d'humidité et d'opter pour des fondations sur des couches plus profondes, s'affranchissant ainsi des couches superficielles, plus enclines aux variations de volumes suite aux changements climatiques.

INTRODUCTION

Construction on clay soils is often responsible for losses due to movements of this type of soil, expressed mainly by their shrinkage and swelling, related to drought then return to normal water status. Actually, this feature can lead to significant impacts

and disturbances to works based on this type of soil at both based surface structures, such as buildings, retaining structures and embankments, and underground works namely tunnels, piles or pipes.

MAIN FEATURES OF CLAYS

In Morocco, expansive soils are encountered as superficial deposits or at different depths below the natural ground. The Tirs, very plastic blackish clay, are encountered in various regions, namely in semi-arid areas such as Ouarzazate, at the foot of the High Atlas, in the agricultural regions of Gharb, defined by the triangle Rabat Kenitra and Fes, and in the agricultural regions of Doukkala. This type of soil is also present in other areas such as Settat, Safi or Moulay Yacoub.

Mineralogical composition of clays

Families of clay minerals, not all have the same susceptibility to shrinkage and swelling phenomenon. However, their mineralogical structure appearing as superimposed plates in sheets, promotes the adsorption of water molecules under the influence of different physico-chemical phenomena, which causes a more or less reversible swelling of the material. Depending on the thickness of the sheets, their constituent minerals and inter-sheets distance, one can distinguish the following clay families: kaolinite, illite, smectite montmorillonite and interbedded clays.

Kaolinite family

Kaolinite, comprising alteration of silica layers (tetrahedron) and alumina (octahedral), is part of the T-O or 1:1 family. The sheets are stacked in an orderly fashion and in contact with each other by means of hydrogen bonds and van der Waals forces, and objecting to the penetration of water into the inter-sheet space. This allows to assign to the assembly formed a stable structure. Consequently, the only area accessible to water is the external surface of the particle. To this end, these clays are a little sensitive to moisture content change.

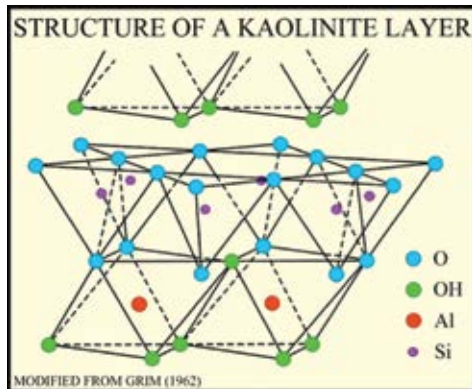


Figure 1 : structure of kaolinite

Smectites family

Smectites, of which montmorillonite is the most common, are made of an alumina layer between two layers of silica, and are part of the T-O-T or 2:1 family. However, isomorphous substitutions can occur in the tetrahedral layer and in the octahedral one, (substitution of Si^{4+} by Al^{3+} , Al^{3+} by Mg^{2+} and Mg^{2+} by Li^{+}) and which result in a charge deficit, filled in the interlayer space by compensating cations. These cations with a high energy of hydration are connected to sheets through low energy type Van Der Waals bonds, thus promoting the binding of water molecules in the interlayer space. Thus, this family of clays is the category of swelling clays.

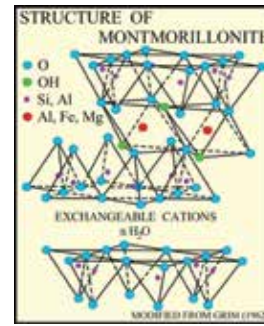


Figure 2: Structure of smectite

Illite family

The structure of these minerals is similar to that of smectites, however, this structure differs in charge deficit and the nature of the interlayer cations. Indeed, the interlayer cations are all K^{+} , having exactly the size of the surface cavities of the sheet where they are trapped, thereby enhancing even more the bonds between the layers. To this end, the water molecules are not able to engage between the sheets and therefore characterize this type of clay by a lower swelling potential in comparison with that of the smectite.

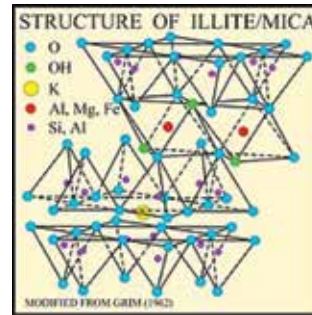


Figure 3: structure of illite

Interbedded clays

This feature follows from the stack of sheets belonging to different families, which results in a large number of possible interbedded clays.

Behavior of clays

Swelling process

The swelling characteristic reflects the physical stability of a clay to the extent that it is expressed by variations in interlayer distance. Indeed, both phenomena explain the swelling clay soils: the phenomenon of hydration and osmosis.

The first, called also crystalline swelling, occurs upon wetting of a dry clay soil, at all surfaces of clay accessible to water. This type of swelling is particularly favored when the inter-sheets connections are very low, thus promoting the penetration of water inside the particles and its interaction with the sheets and the cations present. Therefore, a pressure is generated causing an increase in the inter-sheet distance and thus an inter-sheet swelling. This type of swelling is more accentuated in the smectites, known by relatively low inter-sheets links, that in the illite and kaolinite.

The second type of swelling, which is the osmotic swelling, is related to the presence of solutes in the water, generally salt. The osmotic suction refers to the fact that the mechanical characteristics of a given environment may be modified by

a change in the concentration. Indeed, the presence of salt in the pores of the water tends to lower the energy level of water, which creates a stronger attraction between the particles, thus contributing to greater cohesion. This explains the swelling of clay soil after rain: when the clay is immersed in distilled water, the water reduces the attractive forces between particles and causes swelling.

Shrinkage process

Drying consists on providing energy to a liquid-solid mixture for purpose of extracting the liquid contained therein. This energy causes changes of the liquid phase to facilitate its extraction in gaseous form. Consequently, and during drying, the qualitative evolution of the stresses takes place in three phases:

- ▶ At the start of drying, the surface contracts while the heart keeps significantly its dimensions, because the surface moisture content is less than the one in the heart of the material.
- ▶ When the shrinkage in surface is not evolving, the heart keeps contracting, it applies then a compression force on the surface, and conversely, the surface applies a tensile stress on the heart, this is what is called inversion constraints. This depends on several factors including primarily the value of water content gradients and the function, which connects the shrinkage to the local water content.
- ▶ The third phase corresponds to the end of drying when the water content gradients are low. If the behavior of the material is elastic in nature, the stress tends to zero and the material resumes its original form, but on a reduced scale. Moreover, and under certain conditions, the stresses generated could be strong enough to cause irreversible plastic deformation.

CHARACTERIZATION OF SWELLING-SHRINKAGE PHENOMENON AND ITS IMPACT ON BUILDING

In a purpose to evade the enormous damage that can happen due to this phenomenon, determining the properties of this type of soil in laboratory is very important in any geotechnical study. Indeed, laboratory tests allow drawing conclusions about the behavior of expansive soils, especially the assessment of the possible swelling of the soil in the presence of wetting or identification of potential settlements.

Sensitivity of clay soils to shrinkage-swelling phenomenon

Quantification of shrinkage and swelling process is done through two methods: direct and indirect. The first is based on water and mechanical tests to characterize the behavior of expansive soil, while the second is based on the determination of geotechnical parameters that can identify sensitive soils to this phenomenon.

Direct characterization of swelling in laboratory

a) Free-swell method

This method consists in subjecting a test piece put in an oedometer to a loading-unloading cycle, stepwise and under imbibition.

The stress-strain curve is expressed by the void ratio as a function of the total axial stress obtained at the end of each level. The swelling pressure is then defined as being the stress to be applied for that the test piece could return to its original size.

This method is generally applied in the case of digging and excavation.

b) Under constant loads method

This method consists on placing several test pieces of the same material in different oedometric cells, each of which is subjected to different initial loadings. Swelling or settlement of each test piece is measured by taking its imbibition under stress, until stabilization of deformations. The swelling pressure corresponds to zero deformation. However, this swelling pressure is hardly determined, in so far as it simultaneously testing several test pieces, which causes a risk of sample heterogeneity.

However, this method has the advantage of subjecting the soil to conditions close to reality, since it makes independent the swelling phases under load, by analogy with the swelling of different volume elements more or less confined in a natural massive or an embankment. In general, this method is adopted in the case of lightweight structures.

c) Constant volume method

This method consists in impregnating the sample under a given load, and load it in successive steps while keeping the height constant. Thus, under these conditions, the soil structure does not change much in comparison with the free swell method.

This method gives the stress to be applied to a swelling soil so that there is no vertical deformation.

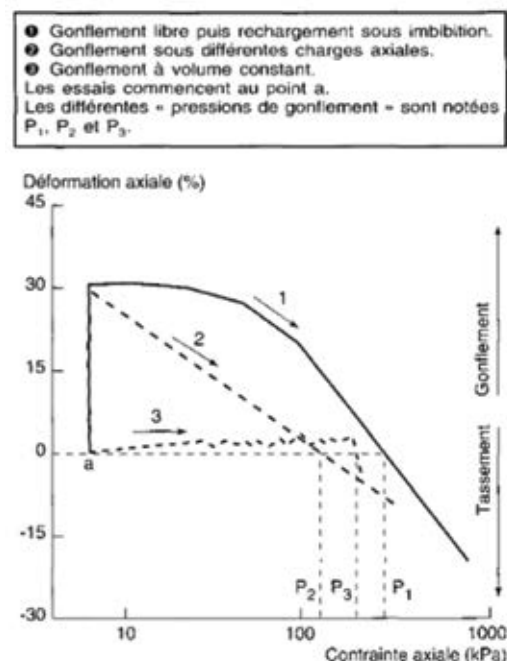


Figure 4: Different procedures of swelling tests of a material in oedometer after Sridharan and al. (1986)

Direct characterization of shrinkage in laboratory

The shrinkage phenomenon is characterized by the shrinkage limit, corresponding to the drying water content, below of which the sample volume is assumed to no longer vary.

There are, according to the AFNOR standard, two types of shrinkage limit tests:

- ▶ Conventional shrinkage limit on passing 400 μm of a material,

which consists in determining the loss of volume of a soil sample revamped, between the initial liquid state and the dry state.

- ▶ The effective shrinkage limit on undisturbed soil, which is obtained by allowing to freely and gradually drying a soil sample, with periodic measurements of the variations in its height as well as its mass.

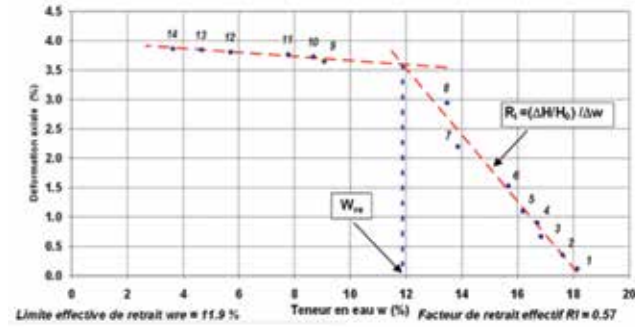


Figure 5: Determination of the effective shrinkage limit on undisturbed sample according to XPP 94-060-2

However, the volume of soil considered should be important enough so that he can represent the behavior at the macroscopic scale, which results in a steep slope of the shrinkage curve.

Indirect characterization of swelling-shrinkage phenomenon

Indirect characterization of the swelling phenomenon is based on empirical relationships obtained from the geotechnical parameters, used to estimate the potential of swelling or the swelling pressure.

Thus, several authors have proposed methods of estimation and classification of swelling potential by combining various geotechnical parameters, which we quote:

- ▶ Altmeyer method (1955), from shrinkage limit

Ws (%)	Potential of swelling
< 10	High
10 TO 12	Critical
>12	Low

Table 1: Potential swelling after Altmeyer (1955)

- ▶ Methods of Seed and al. (1962), Prian and al. (2000) and BRE (1980), from plasticity index

I _p (%)	ε _g (%)	Potential of swelling
>35	>25	Very high
20 TO 35	5 to 25	High
10 TO 20	1,5 to 5	Medium
0 TO 10	0 to 1,5	Low

Table 2: Potential of swelling after Seed and al. (1962)

I _p (%)	Sensitivity
<12	Low
12 TO 25	Medium
25 TO 40	High
>40	Very high

Table 3: Sensitivity of clay to shrinkage swelling after Prian and al. (2000)

I _p (%)	% < 2 μm	Potential of swelling
>35	>95	Very high
22 TO 35	60 to 95	High
18 TO 22	30 to 60	Middle
<18	<30	low

Table 4: Potential of swelling after BRE (1980)

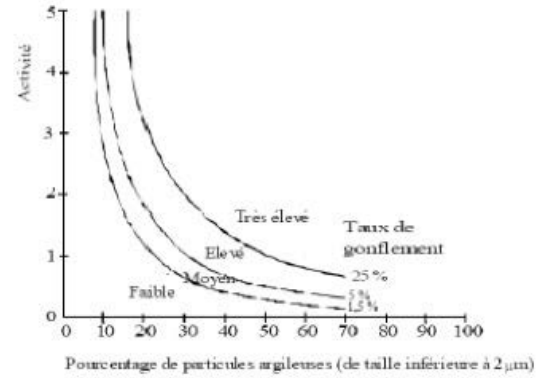


Figure 6: classification of potential of swelling diagram after Seed and al. (1962)

- ▶ Ranganathan and Satyanarayana (1965) method, from shrinkage index

I _s (%)	Potential of swelling
>60	Very high
30 TO 60	High
20 TO 30	Middle
0 TO 20	Low

Table 5: Potential of swelling after Ranganathan and Satyanarayana (1965)

- ▶ Vijayvergiya and Ghazzaly (1973), Komornik and David (1969), Holtz and al. (1973) (quoted by Djedid and al. 2001), Dakshanamurthy and Raman (1973), Chen (1975), and Ghen (1988) (quoted by Djedid et al. 2001) methods, from liquid limit

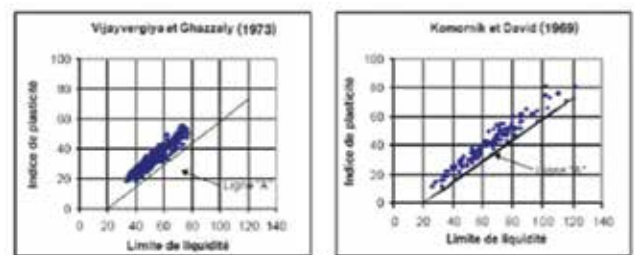


Figure 7: characterization of swelling soils [line A: Ip = 0, 73(wL - 20)]

W _s (%)	W _l (%)	I _p (%)	Potential of swelling
7 TO 12	50 to 70	25 TO 35	High
10 TO 15	35 to 50	15 TO 25	Middle
>15	20 to 35	<18	Low

Table 6: Potential of swelling after Holtz and al. (1973)

W_L	Classification
0 TO 20	nonswelling
20 TO 35	Low swelling
35 TO 50	Middle swelling
50 TO 70	High swelling
70 TO 90	Very high swelling
>90	Critical swelling

Table 7: Potential of swelling after Dakshanamurthy and Raman (1973)

WL (%)	Potential of swelling
>60	Very high
40 TO 60	High
30 TO 40	Middle
<30	Low

Table 8: Potential of swelling after Chen (1975)

W_L (%)	%<74 μ m	Pressure of swelling (MPa)	Potential of swelling
>60	>95	1	Very high
40 TO 60	60 to 95	0,25 TO 0,5	High
30 TO 40	30 TO 60	0,15 TO 0,25	Middle
<30	<30	<0,05	Low
>15	20 to 35	<18	Low

Table 9: Potential of swelling after Chen (1988)

- ▶ Chassagneux and al. (1996) method, from methylene blue value VBS and swelling coefficient C_g

VBS	Sensitivity	C_g	Sensitivity
<2,5	Low	<0,025	Low
2,5 TO 6	Middle	0,025 TO 0,05	Middle
6 TO 8	High	0,05 TO 0,09	High
>8	Very high	>0,09	Very high

Table 10: Sensitivity of clay to shrinkage swelling after Chassagneux and al. (1996)

It should be noted that these methods are qualitative since they differ only soils with high potential of swelling and soils with low swelling potential. Therefore, this classification remains difficult, especially since it is based on the value of an index derived from an indirect measure of soil, and that relationships are generally determined from samples revamped and whose behavior is different from that of natural samples.

Manifestation of disorders related to the phenomenon of shrinkage and swelling of clay soils on buildings

Les dommages pouvant résulter des mouvements de retrait-gonflement des sols, se traduisent sur les bâtiments et les ouvrages par des ouvertures de fissures, détachement de joints ou encore soulèvement des fondations. Ces déformations sont d'autant plus accentuées par la succession d'une période fortement arrosée et d'une période de déficit pluviométrique, ou la proximité d'une zone siège à des infiltrations d'eaux.

Damages resulting from shrinkage and swelling movements of soil, are reflected on the buildings and structures through cracks openings, detachment of joints or uplifts of foundations. These distortions are particularly accentuated by the succession of a

heavily watered period and a period of rainfall deficit, or near an area where there are water infiltration.



Figure 8: cracks as a manifestation of disorders due to swelling-shrinkage phenomenon

The disorders of large works are essentially manifested by cracking structures of different orientations. These openings, which fluctuate in time, are length's metric and width's centimeter order. They may also result in detachment of contiguous buildings with cracking of floors and walls or disembeddedness of structural members or chaining.

In the second work, these disorders are mainly manifested by openings distortions that may affect the operation of doors or windows, and cause breaking pipes and the buried ones.

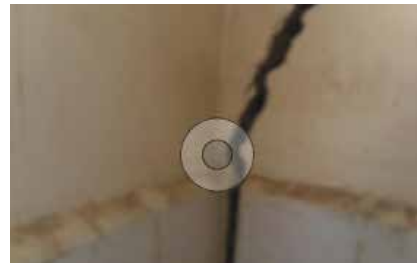


Figure 9: Example of manifestation of the phenomenon by uplift

In the case of linear works, namely roads, railways or pipelines, the disorders are also considerable, since these long structures are likely to rest on laterally heterogeneous soils, which results in differential settlement. This is due to alternations of sensitive land to shrinkage and swelling and stable ground.

RECOMMENDATIONS AND FOUNDATIONS SOLUTIONS

To overcome the various disorders arising from the phenomenon of shrinkage and swelling, characteristic of clay soils, measures and recommendations should be considered for better anticipation and risk control.

In this perspective, preventive measures should be considered during the design phase of the structure, at the dimensioning and design of foundations. However, and in the case where the structures suffer damage caused by the shrinkage of soil, curative measures should be considered, although they are particularly expensive and not very effective.

Preventive measures

The principle of these means is to enable the structure to withstand better the differential settlements it undergoes during soil swelling-shrinkage cycles. Among these means are mentioned:

- ▶ Remoteness from moisture sources, mainly the construction at a distance of vegetation. Indeed, the absorption of large quantities of water by the vegetation as well as its water deficit, especially when the root zone of influence interferes with the supporting foundation area, result in shrinkage of soil, and therefore imbalance, and possibly cracking of the structure.

- ▶ The construction at the end of rainy period could also be considered, in so far the generated settlement only results from the weight of the construction, since the volume of the soil is maximum. However, the high water content is maintained for the lifetime of the structure, in order to avoid any subsequent settlement by shrinkage, thus ensuring constancy of the humidity.
- ▶ Implementation of horizontal or vertical membranes for removing soil evaporation in the support area of foundations and prevent lateral inflows.
- ▶ The substitution of swelling soil under the construction zone, by a non-clay backfill material, thus avoiding the phenomenon of shrinkage and swelling, which occurs mainly on the surface.
- ▶ For foundations, it is recommended to opt for deep or semi-deep foundations. In case of raft foundation, it must be rigid enough not to create differential settlements. In addition, it is best to leave a space between the slab and the ground, allowing the soil to evolve without damaging the structure.
- ▶ For linear low bearing structures (streets, roads, sidewalks ...), soil treatments could be considered to reduce the vertical movements of expansive soils. These treatments consist of mixtures of lime, or polymers in a purpose to reduce the swelling capacity of the soil.

Curative measures

If buildings are affected, the procedure consists in the repair of damage caused by the shrinkage of the soils on which the structures have been designed. This type of intervention still remains expensive compared to a carefully designed construction, since its effectiveness is negligible compared to its cost. However, these measures could be:

- ▶ Remove any existing source of water nearby (removal of vegetation, a potential drainage system ...) provided to substitute the empty formed by backfills in non-clay materials.
- ▶ For heavy structures, resume foundations, by building new ones deeper under the old ones, in the case of pillars, or laying of other piles anchored in a stable area, less prone to water content variations.

Références

- Interactions des fondations et des sols gonflants : pathologie, calculs et études expérimentales, by H. EJJAOUANI
- Détermination des caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile molle de Tunis, by L.T.BOUEBDELLAH
- Analyse comparative de politiques de prévention du risque « sécheresse géotechnique » by D.TESSIER
- Retrait-gonflement des sols argileux et marnes, by J-F.SERRATRICE
- Analyse, caractérisation, prévision et modélisation du comportement des argiles gonflantes, by A.MEDJNOUN
- Comportement hydromécanique des argiles lors de la phase de séchage : caractérisation et modélisation, by S.BENSALLAM



SETTLEMENT CALCULATION OF EMBANKMENTS IN SOILS AND SOIL TREATMENT BY VERTICAL DRAINS

Fadoua Ghannou, Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes, LPEE. Maroc

RESUME

Les sols compressibles ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité destinés à abriter des projet de grandes dimensions entraine la nécessité de mettre en oeuvre des techniques d'amélioration des sols compressibles.

Dans le cadre de la construction d'une station d'épuration des eaux usées à Kenitra, il est prévu la projection des ouvrages comme des degisteurs et des bâtiments d'exploitation sur des terrains compressibles de forte épaisseur. Vu les contraintes du projet à savoir, la surcharge appliqué par les ouvrages (allant jusqu'à 2.5bars), les tassements inadmissibles des sols en place et les délais très courts imposés par le M.O, un traitement des sols destinés à abriter le projet en question par le biais d'un préchargement et la mise en place des drains vericaux s'avère nécessaire.

ABSTRACT

Compressible soils have always existed, but the rarefaction of soil with good quality intended to shelter large projects entails the need to implement technical improvements on compressible soils.

As part of the construction of a treatment plant wastewater in Kenitra, and as planned, the constructions works as digesters and buildings at compressible thick lands. Taking into considaration the project's contraintes, the overload applied goes up to 2.5bars, soil's ineligibile settelmnts in place and the tight deadlines imposed by the M.O, a soil treatment is desitned to shelter the project in question trough pre loading and the establishment of vertical drains is necessary.

INTRODUCTION

Le projet de construction d'une station d'épuration des eaux usées à Kenitra se situe au nord est de la ville et s'étale sur une superficie approximative de 4Ha. Les travaux de reconnaissance

géotechniques menés par le LPEE ont mis en évidence l'existence d'une couche des vases marneuses verdâtres à grisâtres surmontatnt une couche de forte épaisseur des vases grisâtres

RESULTATS DES ESSAIS MECANIQUES

Les résultats des investigations géotechniques sur le site sont présentés sur le tableau ci-dessous où nous avons recapitulé les

résultats des essais in-situ et ceux au laboratoire.

Formation	Epaisseur (m)	PI (MPa)	Qc (MPa)	Em (MPa)	Cu (KPa)	σ'_p (KPa)	Cs	Cc	e0	Cv (cm ² /s)
Vase marneuse verdâtre à grisâtre	0.00-4.00	0.425	0.795	5.16	53.00	200.00	0.03	0.25	0.9	1.00E-07
Vase grisâtre	4.00-30.00	0.3	0.375	5.28	25.00	150.00	0.02	0.23	0.9	1.00E-07

Table 1 Résultats des essais in-situ et au laboratoire

OBJECTIF DU TRAITEMENT

Le projet étudié vise la construction des ouvrages avec une surcharge allant jusqu'à 2.5bars. Les résultats des essais in-situ et au laboratoire ont montré que les sols en place sont dotés d'une faible portance avec un tassement total de l'ordre de 1.5m. Vu que

les contraintes du projet exigent un tassement total maximum de l'ordre de 5cm et un délais de réalisation de l'ordre de 2mois, un traitement des sols en place s'avère indispensable.

CARACTÉRISTIQUES DU TRAITEMENT

Le traitement des sols destinés à abriter la future station dépend d'une manière considérable de la nature des sols en place, et des contraintes temporelles et budgétaires du M.O.

Pour notre cas, nous avons envisagé un préchargement des sols avec la mise en place des drains verticaux, et dont les caractéristiques et le maillage dépendent des descentes de charges et des délais exigés par le M.O.

le traitement consiste donc en la mise en place d'une couche drainante de 50cm surmontée par le remblai de préchargement et à partir de laquelle sont exécutés les drains verticaux (figure ci-dessous). Pour un délai de 60 jours souhaité par le M.O, on adopte un maillage carré de $1.00 \times 1.00 \text{m}^2$ garantissant un degré de consolidation de 100% avec un préchargement variant de 6.00 à 15.00m de hauteur selon les descentes de charge des ouvrages.

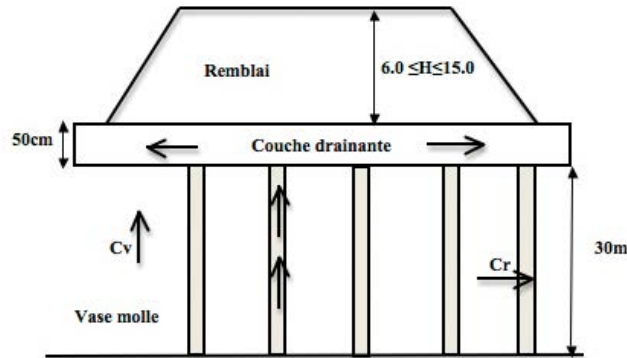


Figure 1 Schéma représentant le traitement adopté

CONCLUSION

Le recours au traitement des sols par le biais d'un préchargement et des drains verticaux assurera une dissipation rapide de la pression interstitielle et donc une consolidation considérable des

sols destinés à abriter la future station d'épuration des eaux usées à Kenitra.

REFERENCES

- [1] Remblais sur sols compressible; Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, Spécial T-Mai 1973;
- [2] Jean-Pierre MAGNAN. Remblais et fondations sur sols compressibles: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1984.



SWELLING POTENTIAL PATH HISTORY FOR UNSATURATED CLAY FROM LARGE LABORATORY AND FIELD MODEL TESTS

Tarek M.F, Bahr M.A, EL-Mashaad M.M, Gamal El-Dean M.R

¹Al-Azhar University, Cairo, Egypt

²Water Research Center, Egypt

³AL Azhar University, Cairo, Egypt



SUMMARY

This study investigates some factors affecting the swelling potential of unsaturated clayey soils in both laboratory and field. Swelling clayey soil extracted from an arid site at the southern part of Egypt named Toshka district was selected for the study. Field model test had been executed by the Construction Research Institute, CRI of the National Water Research Center, NWRC of ministry of irrigation at the site of Toshka. The laboratory testing program has been conducted using model with large diameter of 700 mm under the same boundary conditions of field model test. Cushion of 100 mm thickness has been considered in the testing program. The effect of sand cushion has been investigated and a comparative study has been made. Swelling test using the conventional Oedometer was also performed and the obtained results were taken as a reference for comparison. The results shed the light on correlations regarding evaluation of the swelling potential for unsaturated clayey soil in both laboratory and field.

..... Keywords: *Field model, Lab model, Oedometer, Swelling Pressure, Swelling Potential, Unsaturated Clay* 

Unsaturated clayey soils exert swelling characteristics in the environment of low moisture content, high dry density and high clay content. Two important indices usually shed the attention in the field of geotechnical engineering practice, the swelling potential and swelling pressure. From the material characteristic point of view, the swelling potential is usually important to be evaluated and discussed. El-Sohby, (1980) [4] studied the factors affecting the activity of clay minerals and found that the plasticity index and clay content are not only the predominant factors affecting the activity of clay, but also the properties of coarse grained fraction. The volume change of unsaturated clay represents the major problem encountered in the field of construction on unsaturated soils. Many buildings, pavements, airports runways, retaining walls, dams and bridges are distressed by expansive soils. Evaluation of real swelling characteristics is still varying according to the case of boundary conditions and testing method. The effect of boundary conditions on the measured swelling characteristics faces large debates to reach the real swelling characteristics. The lateral swelling characteristics scored third to half of those vertical (Al-Shamarani and Abdulmohsin 2002, and Fityus, et al. 1993) [6][10]. The most commonly experimental tests used to measure the swelling characteristics in lab lack the appropriate simulation of field boundary conditions. Small specimens tested in the conventional oedometer indicated over-estimation of the swelling characteristics (Al-Shamarani, 2004)[7]. Thin walled Oedometer had been used to correlate the lateral swelling pressure to vertical swelling pressure (Burak, 2004) [2]. Mohey (1986) [5] studied the effect of using sand cushion on swelling

potential of unsaturated soil, the results indicated that fine sand cushion reduces the swelling pressure considerably. Darrag (2010)[3] studied numerically the effect of sand cushion thickness, lateral extension and relative density of sand cushion; it was observed that sand cushion thickness reduces the footing heave and settlement considerably. Large scale testing has rarely been adopted in literature. Fityus and Buzzi, (2011) [9] used large oedometer type to study the expansiveness of resin injected clays. Abdelrahman, et.al, (2013) [1] used small model of 150 mm diameter and 180 mm height with different footing diameter to study the swelling potential of swelling clay. Omer, et.al, (2013) [8] adopted a large scale testing for a retaining structure to study the effect of lateral swelling pressure on retaining structures.

APPROACH

Inundation of samples of different boundary conditions under steady footing stress and measuring their heave is an appropriate way to evaluate the swelling potential of swelling clay. Swelling potential is defined as the maximum percentage of vertical heave under seating load. The swelling potential is considered an important factor to evaluate the swelling characteristics of unsaturated clayey soils. Samples have been tested and evaluated in both lab and field through large scale testing programs. The axial free swell approach has been adopted in the testing programs. Using large scale testing, the swelling potential has been evaluated and measured in the rank of heave. A mechanical crusher machine has been used to grind the enormous amount of soil required for testing so as to pass sieve no. 40. Specimens have been inundated under light stress of 20 kN/m², application of

stress has been made by direct loading on the loading plates. Light loads which represent light loads structures like pavements, slabs on grades or light buildings were considered in the study. Large scale prototype model tests have been carried out at the site by Soil Mechanics and Foundations laboratory at NWRC. The swelling

soil used in this study has been extracted from Toshka district at the southern region of Egypt, where arid regions conditions exist. Low water content, high dry density and high clay content are the main features of the selected extracted soil which characterized as highly active swelling clay.

METHODOLOGY

Large amounts of grinded soil have been compacted in a perspex pipe of 700 mm diameter and 600 mm height to represent the role of oedometer concept. The compaction process has been made using hammers of different weights to compact the specimen to reach a specific volume of dry density of 15 kN/m³ and 9 % moisture content. During preparation, height of 50 mm has been left at the top of the model for inundation

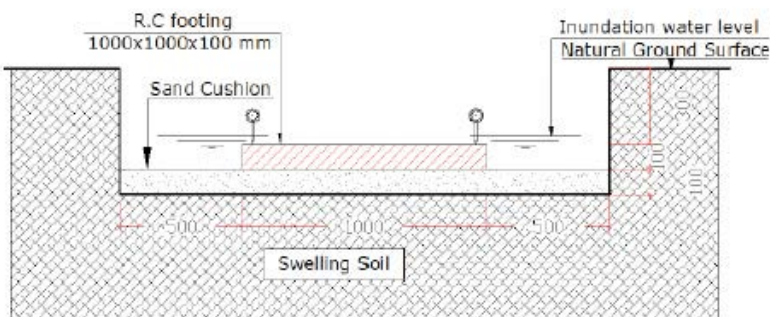
and measuring requirements. Cushion of thickness 100 mm has been prepared over the tested swelling clay layer of constant thickness 300 mm. The lower part of the pipe height has been filled with sand. Loading plate of 300x300 mm has been used as a loading tool with surface loading ratio equal to 23 % of pipe area. The model's boundary conditions are illustrated in figure 1. The properties of testing soil are summarized in table (1)

Physical Properties						Engineering Properties				
Specific Gravity G_s	Voids Ratio e	Water Content W_c %	Clay Content C %	Shrinkage Limit W_s %	Plastic Limit W_p %	Liquid Limit W_l %	Free Swell F.S %	Dry Density γ_d kN/m ³	Plasticity Index, %	ACTIVITY, %
2.68	0.78	9	62	29	32	85	100	15	53	85

Table (1) Soil Properties

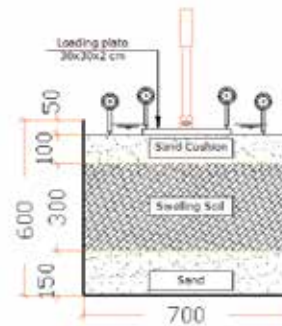
Site prototype model was constructed using square footing of 1000 mm width and 100 mm thickness. Sand cushion of 100 mm thickness was adopted under the footing to simulate the same boundary conditions as those of lab model. Criteria of loading

system and deformation measuring points were followed as those adopted in laboratory. Figure 1 represents a sketch for the adopted field and laboratory test configurations.



a) Field Model Configuration

Figure 1 Field and Laboratory Model Configurations



a) Lab Model Configuration

RESULTS AND ANALYSIS

ANALYSIS OF FIELD TEST RESULTS

Figure 2 illustrates the time-swelling potential relationship generated for field model test. The test had been carried out for a continuous observation period of about twenty seven days until the soil reached the maximum heave deformation. Inundation has been achieved from both top and sides of the model. Measurements had been made at four corners of square footing. The tested soil had reported intact state without any response to inundation for the first day due to the equalizing time it would have taken to start swelling. Unequal swelling potential has been observed under the measured points which may be due due to the non-homogeneity of soil. Also, flexibility of footing might play a role in the inconsistency of observed measurements, therefore,

average of all dials readings had been considered in discussion and comparison. Average swelling potential represents the heave at the center point of the footing and the observed heave is compared to the swelling potential obtained from the conventional Oedometer. From Fig. (2), it is clear that the rate of swelling is much higher during the first week of testing then it started to decrease. The rate started to reach a negligible value by the end of the third week. The intact formation of the soil prohibited water to penetrate more into the inner part of clay layer. It takes much time to yield negligible swelling potential values. Also, the applied stress over the footing curbs the water to enter freely beneath the footing.

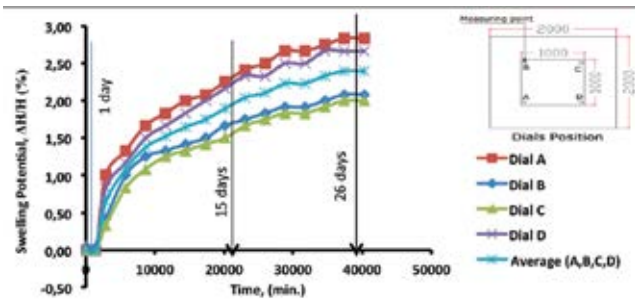


Figure 2 Time-Swelling Potential Relationship for Field Model Test

Analysis of field test results showed that a maximum of 2.3 % swelling potential has been obtained after twenty seven days. Swelling Potential of 1.95 % had been obtained fifteen days after the start of testing. The field test boundary conditions facilitated the possibility of swelling potential to grow with higher rate during the first fifteen days.

ANALYSIS OF LABORATORY TESTS RESULTS

Figure 3 illustrates the obtained swelling potential relationship from laboratory model tests. Measurement has been taken at four corners of the loading plate simulating the field boundary condition. The average of the measured swelling potential at four points has been plotted. It can be seen that some settlements were grown at the start of testing due to the seating equalization of specimen-loading pad interaction. This threshold settlement has been followed by the actual heave due to the swelling of the tested specimen. The dial readings scored different initial heave at the start of specimen inundation. This can be attributed to the unequal water supply from all specimen sides. The specimen exhibited higher rate of swelling in the first week of testing then it started to decrease. It is easier for water to penetrate the outer cortex of the specimen because it is less packed than the inner core. The rate started to decrease after the first week because it takes much time to saturate the whole specimen. The rate of water absorption increases till a certain time then it started to decrease. That is evaluated by determining the weight of the consumed amount of water as time passes. The rate decreased considerably by the end of the first week. Non-homogeneity of soil structure might cause some discrepancies in dials readings at the end of testing time. The laboratory tests reflect the mechanism through which the soil enrolls in the swelling process and how it interacts to inundation.

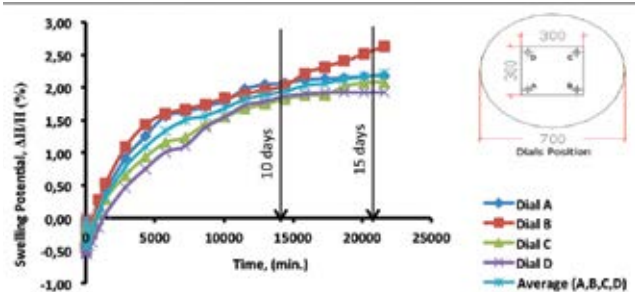


Figure 3 Time-Swelling Potential Relationship for Laboratory model test

Analysis of results shows that a maximum average heave of 2.21 % has been obtained 15 days after testing setup, then stability started to occur with different trend that can be observed from the data of dial (B) after about 10 days. This might be attributed to the effect of soil particles rearrangements. The same trend of

field swelling potential relationship has been observed as shown in figures 2 and 3

FIELD TO LABORATORY RESULTS RELATIONSHIP

The time-swelling potential relationship has been compared for both laboratory and field models, as well as, the standard oedometer. Figure 4 clarifies that, the conventional oedometer exhibited the highest rate of swelling potential during the first day of testing, then with much less rate till the end of test. The laboratory and field model yield nearly the same trend of swelling potential, with lesser rate after about 10 days. The swelling potential of the field and lab model are nearly about one fourth of that observed from the conventional oedometer. From these results, the following correlations can be drawn:

$$SP_o = 3.6SP_f \dots\dots\dots(1) \quad , \quad SP_L = 1.1SP_f \dots\dots\dots(2)$$

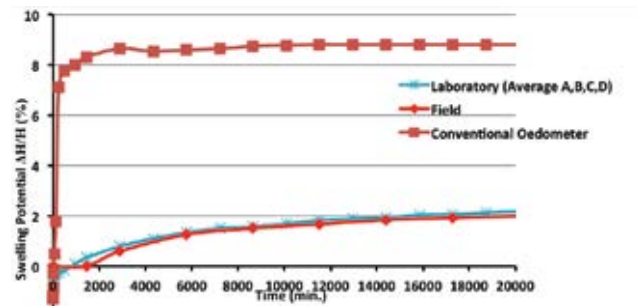


Figure 4 Time-Swelling Potential Relationship for Laboratory and Field Testing

Where :

- ▶ SP_o : The swelling potential using conventional oedometer.
- ▶ SP_L : The swelling potential using laboratory model.
- ▶ SP_f : The swelling potential using field model.

Figure 5 illustrates the threshold seating time of testing. Threshold time is defined as the time in which the specimen's particles are rearranged due to inundation under seating load, after which the soil matrix reaches the swelling stage. Threshold time increases as the model size increase, it has been observed that the field model test took the longest threshold time to enroll in the swelling stage. The threshold of field soil was about sixteen hours, while that for the laboratory model was about twelve hours, the equalizing time for both laboratory and field models are nearly close. This enhances the match between the laboratory and field boundary conditions to great extent. The conventional Oedometer result yields the lowest equalizing time compared to field and lab-model, so the smaller specimen's size the lesser time to reach equalization.

Table 2 clarifies the threshold time for each type of testing; it appears that the threshold time for field model is nearly twice that for laboratory model, while it is much lower for the conventional oedometer. The larger size of specimen needs much time to start swelling. Also, the specimen is compacted to reach the apparent dry density which is closer to the case of field model. As a result, threshold time for laboratory and field model is nearly close. On the other hand, the conventional oedometer needs much less time to enroll in the swelling process. The specimen's smaller size is a predominant factor during inundation process. Water absorption rate is higher during the first week but with much less water than field and laboratory models.

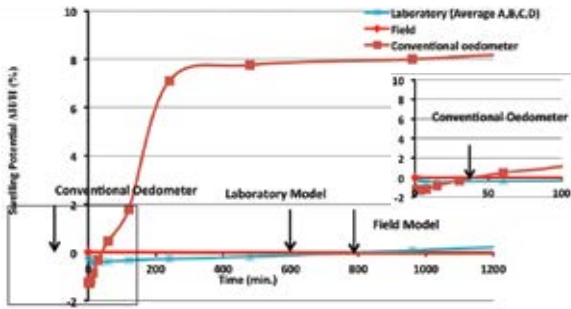


Figure 5 Threshold effect

Testing type	Threshold Time, min.
Field model	960
Laboratory model	750
Conventional Oedometer	30

Figure 5 Threshold effect

CONCLUSION

Studying the swelling potential for unsaturated clayey soil in both laboratory and field in addition to the comparison with the conventional Oedometer test results shed the light on the following conclusions:

- ▶ The conventional Oedometer overestimates the swelling potential compared with that obtained from field and large diameter laboratory model.
- ▶ Construction of large laboratory model size to achieve the field boundary conditions minimize the effect of boundary conditions, and to some extent showed close results regarding the swelling potential.
- ▶ The threshold seating time for footing-soil interaction increases with increasing the specimen's size.
- ▶ For the investigated unsaturated clay in the present study, the swelling potential using large laboratory model is found to be higher than that from field by only about 10%.
- ▶ Due to the effect of boundary conditions, the field swelling potential is found to be lower than that obtained from the conventional oedometer by 70 %.

Références

- [1] Abdelrahman G.E., Mohamed H.K., Ahmed H.M. "New Replacement Formation on Expansive Soils Using Recycled EPS Breads" the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 2013, PP. 3167-3170.
- [2] Burak Sapaz, (2004) " Lateral Versus Vertical Swell Pressures in Expansive Soils" Thesis submitted to the graduate school of Natural and Applied Sciences of Middle east technical University In Partial Fulfillment of the requirements for the Degree of Master of Science.
- [3] Darrag, A., Elkady, T.Y., Nile, Y.G., (2010), "Numerical Modeling of the Effect of Sand Cushion on Expansive Soil Heave", Faculty of Engineering, Cairo University, Egypt.
- [4] M.A, El-Sohby. "Activity of Soils", Proceedings of 10th International Conference in Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, p 587.
- [5] M.Mohey, 1986, "Deformation of Expansive Soils Under Foundations", Thesis submitted to Alazhar University, Faculty of Engineering for the Degree of Master of Science in Civil Engineering.
- [6] Moseh A.Al-Shamarani, Abdulmohsin W. Dhowian, 2002 " Experimental Study of Lateral Restraint Effects on the Potential Heave of Expansive Soils" College of Engineering, King Saud University.
- [7] M. A. Al-Shamarani, 2004 " Influence of Lateral Restraint on the Swelling Behavior of Expansive Soils" Journal of the Southeast Asian Geotechnical Society pp 101-111.
- [8] Omer Mohamed, Yehia K.T and El-sharif M, (2014) "Experimental Study on the Effect of Lateral Swelling Pressure of Expansive Soil on Retaining Structure" Journal of Engineering Sciences, Assuit University, Vol.42. No.1
- [9] S.G Fityus, O.Buzzi and E.Imre, (2011) "Large Scale Tests on Expansiveness of Resin- Injected Clay" Unsaturated Soil: Theory and Practice PP.521-526, Kasetsart University, Thailand, ISBN 978-616-7522-77-7.
- [10] S.G Fityus, D.W. Smith and M.A. Allman, 2004 "Expansive Soil Test Site Near Newcastle" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp 686-695



THE TREATMENT OF SHALLOW FOUNDATIONS ON EXPANSIVE SOILS USING SCRAP TYRES

Huda Gamal Eldin Osman, University Of Khartoum, Sudan



SUMMARY

The foundation problems caused by expansive soils when light weight buildings are founded on shallow foundations are always a concern for engineers and homeowners. Many treatments options have been attempted with shallow foundations however, some of these treatments are expensive. In this study scrap tires were used for treatment of shallow foundations on expansive soils of high potential for swelling. Four walls were constructed on four different types of treated foundations, namely untreated foundation, hardcore rock foundation, shredded tyres and tyres filled with soil. Accelerated wetting procedure was carried out and the heave of the walls was measured. Analysis of the results has shown that, the use of scrap tyres as treatment of shallow foundation on expansive soils reduced the amount of heave and that performance of the filled tyres was as good as that of hard core foundation.

INTRODUCTION

Expansive soil is a term generally applied to any soil or rock material that has a potential for shrinking or swelling under changing moisture conditions. Soils having a high clay content and highly plastic have a tendency to swell when their moisture content increases. The problem of expansive soil appears when there is increase or decrease in water content of the soil. It is always difficult to avoid changes in humidity in the soil due to rain, sewage leaks, and plumbing system faults. In general the stability of any structure depends on its foundation stability. If in other countries earth quakes pose a major problem, however in many countries expansive soil is one of the major sources of building cracks. This research is intended to study some treatment options that could reduce heaving of buildings on

swelling soils. An attempt is made to use scrap tires which are considered as soil waste. Here an attempt is made to introduce new innovated cheap green foundation that could be a solution to foundations on expansive soils

SCRAP TYRES

Used tyres are defined as the vehicle tyres which are no longer suitable for use on vehicles due to wear or irreparable damage. Used tyres are among the largest and most problematic source of waste, due to their large volume production and their durability. The recycling process of scrap tyres is a very complicated process and it is considered as a new technology and science.

METHODOLOGY

To know whether scrap tyres can be used as foundation to improve the resistance of buildings on expansive soils and reduce the possibility of cracks, a comparison method was used to compare between using used tyres at the foundation, and other known types of treatment of foundations on swelling soils. The main idea is that tyres are elastic, and can absorb some of the ground movements caused by the swelling soil.

To select an area for the field experiment, soil samples were collected from three expansive soil sites in greater Khartoum in order to locate the most appropriate site for the testing. The site with deep layers of highly plastic clay was selected for the field experiment. Full scale walls were built on five different foundation systems. The treatment methods constitute use of hardcore rock foundation, shredded tires and tires filled with selected soil. Four foundation treatment options were assessed, untreated soil, hardcore rock foundation, shredded tires and filled tires. The test programs constitute: soil investigation for the test site, construction of the walls, watering or irrigation, monitoring the movements of the walls and analysis of the results

CONSTRUCTION OF WALLS

In general wall dimensions are: wall height was 2.0 m, thickness was 25 cm, width was 3.0 m whereas the foundation depth was 1.0 meter.

Wall A

The wall was built directly on the native soil at 1.0 m depth to test the actual movement of the soil.

Wall B

It is the most used type of foundation for treatment of expansive soils. It is selected as a reference for assessment of the efficiency of the studied treatment systems (to compare the two shredded tyre options with rock bed). Rock pieces were carefully placed in the trench to the ground level and the spaces were filled with sand.

Wall C

This wall was built on a layer of striped and shredded used tyres see (Fig 1) & (Fig 2)



Figure 1 : strip tyres



Figure 2 : shredded tyres

Wall D

This wall was constructed to test the use of filled used tyres as foundation (Fig 3) & (Fig 4)



Figure 3 : Tyres filled with soil.



Figure 4 : scrap tyres

WALL WATERING PROCESS

Originally it was supposed to alternate between wetting periods and drying periods, however, due to lack of experiment time only wetting period was considered. The testing walls were watered or flooded for more than two months (Fig 5)



Figure 5 testing walls submerged with water

WALL MOVEMENT MEASUREMENTS

To make accurate surveying follow up for the wall movement, a beam was constructed at one side of the wall to monitor the reaction of the wall to the earth movement. Also the beam was marked (to ensure that the wall will be measured at the same spot each time) at three different points, 0.25m from each side and at the middle.

For an accurate measurement of wall movement a precise level (accuracy 0.0001m) was used. (Fig 5). Also a temporary benchmark was built to be used as a reference. The survey measurements were taken on weekly bases. The readings are given graphically in Figures 7 to 10



Figure 5 precise level



Figure 6: The constructed walls

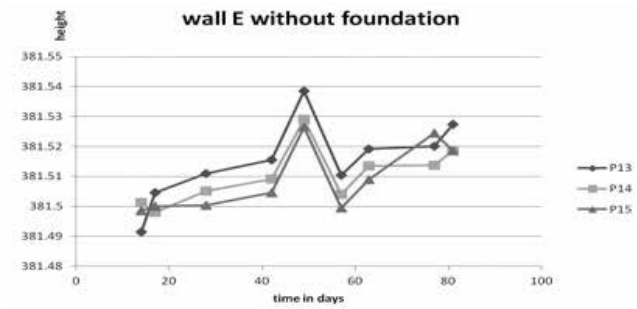


Figure 7: Wall movements for Wall A

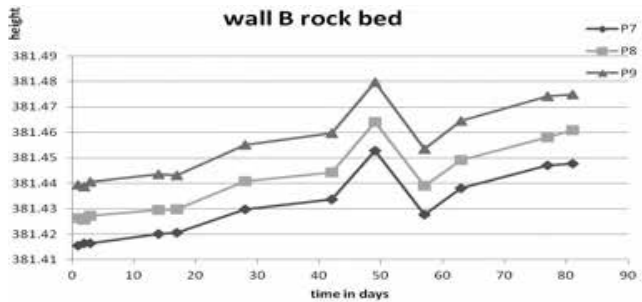


Figure 8: Wall movements for Wall B

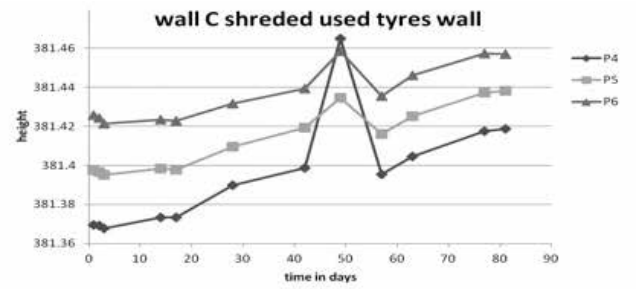


Figure 9: Wall movement for Wall C

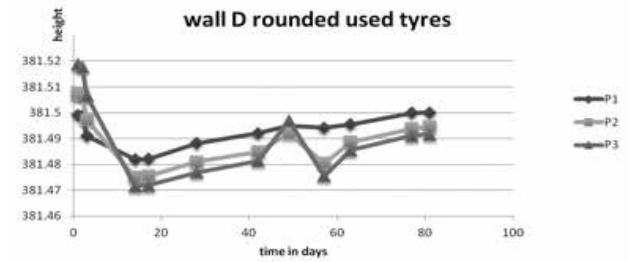


Figure 10: Wall movement for Wall D

CONCLUSION

Used tyres are one of the worlds problematic waste, the process of recycling used tyres is not an easy job, especially in Sudan where we lack the specialized facilities of tyre recycling

The first case of foundation in which the whole tyre foundation was used proved to be a best among the other choices of foundation on expansive soil when dealing with heave in comparison with rock core foundation.

The second case of foundation in which is the shredded and sliced tyres foundation was used proved to be as effective as the rock core foundation

The Simple walls built directly on the expansive soil, showed largest amount of heave and lack of stability

The use of scrap tyres in foundation will help solving both the environmental problem of scrap tyres and the expansive soil problem

PRÉPROCESSEUR DE DÉCOUPAGE DES MASSIFS ROCHEUX, CALCULS DE STABILITÉ ET D'EFFONDREMENTS/ÉBOULEMENTS AVEC STTAR3D

PREPROCESSOR FOR CUTTING ROCK MASSES, STABILITY AND COLLAPSE CALCULATION USING STTAR3D

Yaghkob Ikezouhene, Eric Dimnet¹

¹ Université Paris-Est, IFSTTAR, Paris, France

RÉSUMÉ

L'objectif de ce papier est la présentation d'un préprocesseur pour le calcul des massifs rocheux développé dans le cadre des travaux de thèse sur l'analyse de la stabilité des cavités souterraines. Le PDMR (Programme de Découpage des Massifs Rocheux) permet le découpage de massifs rocheux selon des directions de failles et de strates choisies et constitue un réseau de blocs de tailles variables et partiellement aléatoires (Les dimensions des blocs sont tirées aléatoirement dans des intervalles choisis par l'utilisateur). Les blocs ainsi constitués sont des polyèdres séparés par les fissures orientées suivant les directions de faille et les plans de stratification. L'état de développement actuel du PDMR permet d'utiliser des angles d'inclinaison des plans de faille par rapport aux plans de strate allant de 5 à 90 degrés et l'élançement des blocs découpés peut varier de 1 à 6. Le PDMR ne réalise pas uniquement le découpage du massif, il é également les données nécessaires aux calculs de stabilité ou aux calculs dynamiques d'effondrement de carrières et d'éboulement rocheux. En effet, il fournit les données au format STTAR3D, logiciel de calcul par éléments discrets développé à l'IFSTTAR et utilisé pour le calcul des deux applications présentées. La première application est le découpage du massif rocheux constituant un toit de carrière souterraine et le calcul de sa stabilité et de son effondrement. Trois scénarios sont étudiés en faisant varier l'implantation des piliers. La seconde application est le découpage d'une partie de falaise rocheuse et le calcul de l'éboulement résultant de l'instabilité de la falaise. Dans chaque cas, le post processing des calculs STTAR3D est réalisé grâce à la plateforme de post-traitement SALOME.

..... | **Mots clés** – Découpage massifs rocheux, stabilité, effondrement, carrières souterraines, éboulement rocheux. 

ABSTRACT

The aim of this paper is the presentation of a preprocessor for the calculation of rock masses developed as a part of a thesis work on the analysis of the stability of underground cavities. The MRCP (Massive Rock Cutting Program) allows the cutting of rock masses according chosen directions of faults and strata and provides a network of blocks of variable sizes and partially random (The dimensions of the blocks are randomly drawn within a range given by the user). The blocks are thus formed polyhedrons separated by cracks oriented along the fault directions and bedding planes. The current state of development of MRCP allows the use of tilt angles of fault planes with respect to the stratum plans ranging from 5 to 90 degrees and the twinge of the cut blocks may vary from 1 to 6 degrees. The MRCP does not only perform the cutting of the rock mass, it also generates data required for stability or collapse computations. Indeed, it provides the data in STAR3D format, the software of calculation by discrete elements, developed by IFSTTAR and used to calculate the two presented applications. The first application is the cutting of the rock mass that constitutes a roof of an underground quarry and computing its stability and its collapse. Many scenarios are studied by varying the location of the pillars. The second application is the cutting of a portion of cliff and the calculation of the landslide resulting from the instability of the cliff. In each case, posts-processing of the STTAR3D calculations are performed through SALOME platform.

..... | **Keywords** – Rock massifs cutting, stability, collapse, underground quarries, rock fall. 

INTRODUCTION

En mécanique des roches, il existe plusieurs méthodes numériques pour déterminer les réponses d'un milieu rocheux à des sollicitations. Compte tenu des résultats escomptés, il est essentiel d'avoir recours à des méthodes de calcul judicieuses et adaptées au but de l'étude. Dans un milieu rocheux fracturé la méthode de calcul la plus judicieuse est la méthode des éléments distincts [4]. En s'appuyant sur des données géométriques, géologiques et géomécaniques relatives au profil du massif, des modèles numériques sont proposées, dont l'analyse nous permettra d'évaluer le comportement du massif [1]. La méthode des éléments discrets (utilisée par le logiciel STTAR3D) est conçue pour des problèmes dans lesquels interviennent un nombre fini de discontinuités et donc de blocs de matériaux.

La définition du type de calculs à faire est une étape primordiale avant le lancement du préprocesseur. Les types de calculs sont les suivants: calculs à partir d'un état initial stable ou calculs à aléa de déclenchement acquis. Dans le premier type de calculs, on construit un système mécanique dans un état initial stable que la modification de certains paramètres peut conduire à la

rupture. On peut citer l'intensité de charge appliquée en surface, le coefficient de frottement entre les blocs ou la rupture brusque d'un pilier comme exemples de modifications susceptibles de perturber l'état initial. Le deuxième type est le calcul à aléa de déclenchement acquis. Dans ce type de calculs l'instabilité est acquise et on s'intéresse à l'évolution d'un système mécanique qui est hors équilibre dès l'origine. Les éléments que l'on cherche à estimer dans ce type de calculs sont la hauteur d'effondrement, le foisonnement ou le volume des éboulis.

Le pré-processeur développé pour ce type de calculs a pour finalité le découpage du massif rocheux en plusieurs strates, chaque strate étant divisée à son tour en plusieurs blocs et la fourniture des résultats au format STTAR3D. Les coordonnées du centre de gravité de chaque bloc, ces dimensions ainsi que ces axes principaux d'inertie sont parmi les informations fournies par le programme. Ce préprocesseur est conçu pour découper les toits des carrières souterraines, il peut également être utilisé avec succès pour le découpage des massifs rocheux dans l'étude de l'aléa d'éboulement.

PRÉPROCESSEUR

CARRIÈRES SOUTERRAINES

La boîte :

La boîte est le volume qui contient le massif qu'on veut découper (Figure 1). Pour construire la boîte le programme à besoin comme données d'entrée un point origine OR, les trois dimensions de la boîte et des axes de direction. Le programme crée les huit sommets de la boîte et il réalise une triangulation entre les sommets pour construire les facettes de la boîte. Après avoir calculé les coordonnées des sommets le programme les stocke dans un fichier texte. Le programme fournit aussi un autre fichier où sont stockés les triangles de la triangulation de la boîte (Figure 1). Avec ces deux fichiers là on peut visualiser la boîte. Si l'utilisateur est comptant de l'emplacement ainsi que des dimensions de la boîte, il donnera l'ordre de continuer le découpage (Figure 2). Dans le cas contraire il va réintroduire d'autres valeurs d'entrée jusqu'à où il aura le bon positionnement et la bonne taille de la boîte.

Découpage :

Après avoir choisit le bon point d'origine et les bons axes locaux ainsi que les bonnes dimensions, l'utilisateur lance la deuxième partie du programme qui a pour objectif le découpage de la boîte (Figure 2). Le programme considère comme , et les axes principaux des blocs. est l'axe de découpage, perpendiculaire à l'axe et il fait un angle α avec l'axe . Longa, Longb et Longc sont les trois dimensions de la boîte (Figure 1, Figure 5).



Figure 1 Modèle numérique de la boîte qui contient le massif rocheux

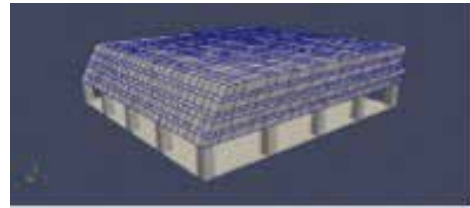


Figure 2 Découpage en blocs du toit de l'exploitation (une exploitation souterraine réalisée par la méthode des chambres et piliers)

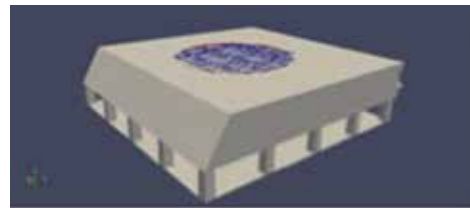


Figure 3 Délimitation et de la zone de vulnérabilité

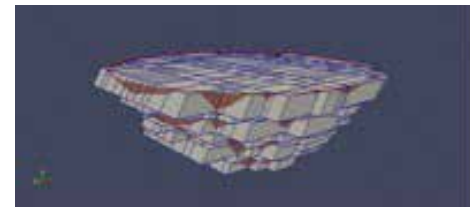


Figure 4 Trémie et zone de vulnérabilité

Le programme part du point OR et il commence à tirer au sort un Pasb dans un intervalle donné suivant la direction (Figure 5 à gauche). Le programme se mit à la moitié du Pasb et il tire un Pasa entre six valeurs possibles dans la direction de (Figure 5). Le Pasa est lié au Pasb par un coefficient de forme c_f , $Pasa = c_f \times Pasb$. Le coefficient de forme peut prendre six valeurs possibles de 1 jusqu'à 6. Le programme se mit à la moitié du Pasa et il tire un Pasc dans la direction (Figure 5 à droite). Le Pasc est tiré au

hasard dans un intervalle donné. Le programme se positionne à la moitié du Pasa et il teste ce point s'il est à l'intérieur de la boîte ou pas. Le pré-processeur développé pour ce type de calculs a pour finalité le découpage du massif rocheux en plusieurs strates, chaque strate étant divisée à son tour en plusieurs blocs et la fourniture des résultats au format STTAR3D. Les coordonnées du centre de gravité de chaque bloc, ces dimensions ainsi que ces axes principaux d'inertie sont parmi les informations fournies par le programme. Ce pré-processeur est conçu pour découper les toits des carrières souterraines, il peut également être utilisé avec succès pour le découpage des massifs rocheux dans l'étude de l'aléa d'éboulement.

Le programme construit dans le repère global le vecteur

$$\overrightarrow{ORX} = \overrightarrow{OR} + \overrightarrow{Stratb} + \overrightarrow{Vecteura} + \overrightarrow{vecteurc}$$

qui représente le point X à tester. Sachant que \overrightarrow{Stratb} , $\overrightarrow{Vecteura}$ et $\overrightarrow{vecteurc}$ sont calculées par les formules suivantes:

$$\overrightarrow{Stratb} = \overrightarrow{Stratb} + \frac{1}{2} Pasa \cdot \vec{b}$$

$$\overrightarrow{Vecteura} = \overrightarrow{Vecteura} + \frac{1}{2} Pasa \cdot \vec{a}$$

$$\overrightarrow{vecteurc} = \overrightarrow{vecteurc} + \frac{1}{2} Pasa \cdot \vec{c}$$

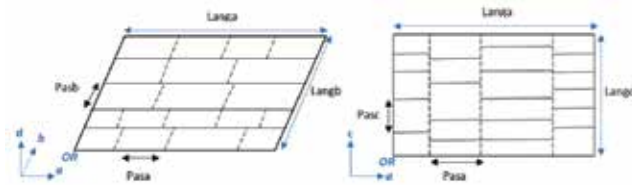


Figure 5 Schéma descriptif du processus de découpage (Plan(\vec{a}, \vec{b}) à gauche et le plan(\vec{a}, \vec{c}) à droite)

Le bloc ainsi découpé a pour taille $Pasa \times Pasa \times Pasa$ et comme coordonnées du centre de gravité les composantes du vecteur \overrightarrow{ORX} .

Le programme garde le point si la projection du vecteur ($\overrightarrow{ORX} - \overrightarrow{OR}$) dans les directions \vec{c} , \vec{a} et \vec{b} est positif et inférieur aux dimensions Longc, Longa et Longb successivement. La traduction mathématique de ces conditions est la suivante:

$$0 < (\overrightarrow{ORX} - \overrightarrow{OR}) \cdot \vec{c} < Longc$$

$$0 < (\overrightarrow{ORX} - \overrightarrow{OR}) \cdot \vec{a} < Longa$$

$$0 < (\overrightarrow{ORX} - \overrightarrow{OR}) \cdot \vec{b} < Longb$$

Le tirage d'un nouveau Pasa se fait si et seulement si le teste selon la direction est négatif, et de même pour le tirage du Pasa, il se fait si et seulement si le teste selon la direction est négatif. Le programme arrête le découpage quand la condition selon est négative.

Si le bloc vérifie les conditions précédentes il sera gardé dans un fichier qui s'appelle position.data. En plus de ces coordonnées le programme stocke aussi ces vitesses initiales de chute et de rotation qui sont nulles dans notre cas ainsi que l'orientation de ces axes principaux. Cette partie de découpage est commune entre les carrières souterraines et les éboulements rocheux. Dans le cas des carrières souterraines une autre condition supplémentaire est appliquée sur les blocs découpés.

Trémie :

La troisième partie consiste à créer une trémie (cône tronqué inversé) (Figure 4). Pour cela le programme a besoin comme données d'entrées les deux rayons du bas et du haut de la trémie ainsi que sa hauteur. Les blocs retenus sont soumis à un autre teste. Un teste analytique pour vérifier que les blocs sont à l'intérieur de la trémie. L'utilité de la trémie est d'empêcher le mouvement d'ensemble de tous les blocs et d'imposer un mouvement vers l'intérieur pour tous les blocs qui sont dedans. La trémie a un autre objectif qu'est la délimitation de la zone de vulnérabilité. C'est-à-dire, par hypothèse tous les blocs qui sont à l'extérieur de la trémie sont stables et il y'a que ceux de l'intérieur qui sont sujette à un mouvement (Figure 3).

Sol et piliers :

La dernière partie du pré-processeur est la création du sol et des piliers (Figure 1). Pour cela le programme a besoin de la cote du sol et de la forme et la géométrie des piliers. Dans le cas des exploitations souterraines par la méthode des chambres et piliers, la longueur, la largeur et les coordonnées des points centraux des piliers sont les informations à renseigner pour le programme. Le programme nous fournit deux fichiers, le premier contient les coordonnées des sommets des piliers ainsi que celles du sol. Le deuxième fichier contient la triangulation des ces sommets.

ÉBOULEMENT ROCHEUX

Dans le cas des éboulements rocheux le code de découpage est divisé en trois parties. La première partie consiste à créer la boîte qui contient le massif à découper, la deuxième partie est le découpage cette boîte, la dernière partie consiste à créer un assise pour les blocs retenus.

La boîte :

La boîte est le volume qui contient le massif qu'on veut découper (Figure 7). Pour la création de la boîte on suit exactement les mêmes procédures que celles utilisées pour construire la boîte dans le cas des carrières souterraines.

Le découpage :

Pour le découpage on utilise le même principe de découpage que celui utilisé pour le découpage des toits de carrières souterraines (Figure 9). Cependant, pour les éboulements rocheux on n'utilise pas la condition de la trémie. En fait, la condition supplémentaire utilisée pour les éboulements rocheux est de garder que les blocs qui sont au même temps à l'intérieur de la boîte et au-dessous du versant initial (Figure 7).



Figure 6 Versant initial



Figure 6 Versant initial

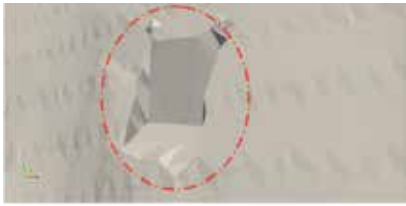


Figure 8 Création d'une assise pour les blocs découpés



Figure 9 Découpage de la zone délimitée en blocs

APPLICATIONS

La partie instable du toit de la carrière souterraine ou de la pente rocheuse est numériquement découpée en blocs selon l'analyse géologique. La masse rocheuse instable devient ainsi une collection discrète de blocs qui sont calculées par STTAR3D, un code numérique développé par l'IFSTTAR pour le calcul en 3D des milieux granulaires en utilisant la méthode de calcul A-CD2 [2], [3].

Un éboulement rocheux ou un effondrement de ciel de carrière souterraine commence dès que la masse rocheuse découpée est hors équilibre. Dans les simulations numériques, le début d'un éboulement rocheux ou d'un effondrement de toit de carrière peut être déclenché par la réduction du frottement entre les blocs, l'augmentation de surcharge en surface ou l'élimination brusque d'un pilier dans le cas de carrière souterraine.

Au cours de de l'effondrement ou de l'éboulement, les interactions entre les blocs ainsi que les interactions entre les blocs et le reste du massif sont calculés selon les lois de frottement et de collision [3].

Création de l'assise :

L'assise est construite de la manière suivante : Premièrement, le programme élimine tous les points du relief qui sont à l'intérieur de la boîte. Deuxièmement il ajoute des points, ces points ce sont les points sur les deux arrêtes latérales inférieure ainsi que les deux arrêtes latérale de l'arrière de la boîte. Enfin, il fait une triangulation entre les points. Le programme fournit deux fichiers textes qui contiennent les points ainsi que leurs triangulations (Figure 8).

LA BIBLIOTHÈQUE

Le préprocesseur contient une large bibliothèque de blocs. Les blocs sont repérés grâce à numéro d'identification. Pour chaque numéro, on a un angle d'inclinaison et un coefficient de forme bien précis. Le coefficient de forme est le rapport entre la hauteur du bloc et sa longueur. Le coefficient de forme (l'élançement) des blocs peut varier de 1 à 6. Les angles d'inclinaison des plans de faille par rapport aux plans de strate peuvent aller de 5 à 90 degrés.

L'énergie cinétique de l'effondrement/éboulement du système est calculée à tout moment comme la somme de l'énergie cinétique de chaque bloc. Le calcul est terminé lorsque l'énergie cinétique est considérée négligeable. Le post-traitement et la visualisation des résultats se fait sur la plateforme SALOME.

APPLICATIONS N°1 : CARRIÈRES SOUTERRAINES

La première application consiste à montrer la faisabilité du préprocesseur en ce qui concerne le découpage des toits de carrières souterraines. Trois cas sont testés, le premier sans piliers, le deuxième est avec trois piliers, le dernier est avec quatre piliers (Figure 10). Le foisonnement de la roche effondrée dépend du nombre de piliers qui entoure la zone effondrée. Dans cette application on considère que le massif en dehors de la trémie est stable par hypothèse. La zone de vulnérabilité est délimitée par la trémie. Dans cet exemple, seul la trémie, les blocs découpés ainsi que le sol et les piliers sont visualisés (Figure 10).



Figure 10 Toit sans piliers (à gauche), toit avec trois piliers (milieu), toit avec quatre piliers (à droite)

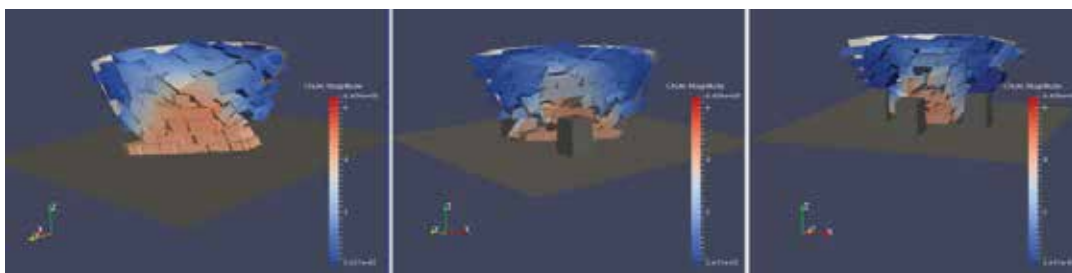


Figure 11 Coupes aux milieux pour les trois cas d'étude: toit sans piliers (à gauche), toit avec trois piliers (milieu), toit avec quatre piliers (à droite)

L'affaissement en surface est plus grand dans le cas sans piliers, il diminue en augmentant le nombre de piliers qui soutient le toit de la carrière. L'augmentation du nombre de piliers augmente le coefficient de foisonnement de la roche effondrée. L'augmentation de ce coefficient nous amène à une situation d'auto-comblement par foisonnement. Ce phénomène arrête le processus d'effondrement et engendre une nouvelle situation de stabilité après effondrement partiel (Figure 10).

APPLICATIONS N°2 : ÉBOULEMENT ROCHEUX

La deuxième application concerne le découpage d'une partie instable d'un versant, dans le but de faire un calcul d'éboulement

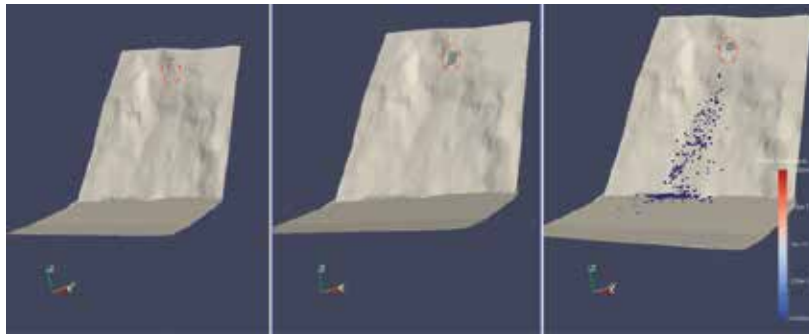


Figure 10 Toit sans piliers (à gauche), toit avec trois piliers (milieu), toit avec quatre piliers (à droite)

rocheux (Figure 12). Le versant rocheux fait un angle de 45° avec l'horizon. Dans la (Figure 12 à gauche) une zone vulnérable (instable) est délimitée par le cercle. On utilise le préprocesseur sur cette zone (Figure 12 au-milieu), afin de découper une partie du massif. La (Figure 12 à droite) illustre les différentes étapes du calcul. Lors du calcul de l'éboulement, l'énergie cinétique, la vitesse des blocs, leur hauteur de passage en certains endroits, ainsi que le nombre, la taille et la vitesse de ceux qui atteignent la partie plate sont fournies par STTAR3D afin de permettre une analyse fine de l'aléa d'éboulement sur le site étudié.

CONCLUSION

Les premiers résultats obtenus par le préprocesseur sont très prometteurs. Plusieurs informations sont fournies par le PDMM dans son état actuel de développement. Différentes études sont prévues qui se baseront sur des cas réels. Le choix du type de calculs à faire est une étape essentielle avant le lancement du préprocesseur. Les types de calculs sont les suivants: calculs à partir d'un état initial stable ou calculs à aléa de déclenchement acquis.

Dans le premier type de calculs, on construit un système mécanique dans un état initial stable que la modification de certains paramètres peut conduire à la rupture. On peut citer l'intensité de charge appliquée en surface, le coefficient de frottement entre les blocs ou la rupture brusque d'un pilier comme exemples de modifications susceptibles de perturber l'état initial. Une étude approfondie sera faite pour

mieux comprendre l'effet du découpage (taille, élancement des blocs), du coefficient de frottement sur le processus d'effondrement ou d'éboulement. Une analyse paramétrique sera réalisée pour voir l'influence du degré de fracturation et du type de roche sur le coefficient de foisonnement.

Le deuxième type est le calcul à aléa de déclenchement acquis. Dans ce type de calculs l'instabilité est acquise et on s'intéresse à l'évolution d'un système mécanique qui est hors équilibre dès l'origine. Les éléments que l'on cherche à estimer dans ce type de calculs sont la hauteur d'effondrement, le foisonnement ou le volume des éboulis. Cette étude nous permettra de déterminer les seuils de certains paramètres qui nous donneront la limite transitoire entre l'état stable et l'état instable du système étudié.

REFERENCES

- [1]-Alexander M. Puzrin, Eduardo E. Alonso, Núria M. Pinyol, Geomechanics of Failures. Library of congress control number: 2010925324.
- [2]-Eric Dimnet, (2001), Chocs de solides et intégration des équations d'évolution des systèmes multi-solides, thèse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [3]-Eric Dimnet, (2002) Collisions in systems made of rigid bodies. Laboratoire Lagrange, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées JAC. Martins and M.D.P. Monteiro Marques (eds.), Contact Mechanics, 33-43.
- [4]-Pietro ALFONSI, Jean-Louis DURVILLE, Xavier RACHEZ, Quelques applications de la méthode des éléments distincts en mécanique des roches. BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES - 214 - MARS-AVRIL 1998 - RÉF. 4186 - pp 31-43

FACTORS AFFECTING SEEPAGE LOSSES IN HAFIRS CONSTRUCTED IN QOZ SOILS

Sanaa Ibrahim Kaddam, Building and Road Research Institute, University of Khartoum

SUMMARY

Large areas in mid – Western Sudan , Kordofan and Darfur states, are known for the scarcity in water for human and livestock consumption; these areas depend mainly on seasonal rains collected in hafirs constructed in Qoz soils . The coefficient of permeability of Qoz soil samples were measured using falling head test. Parametric evaluation was carried out using (Vedernikov equation) to estimate the amount of seepage losses from hafirs and to study the parameters affecting seepage such as coefficient of permeability, depth ,width and slop of hafirs.

The results show that seepage losses increase whenever all the factors mentioned above increase, but the seepage is affected significantly by the coefficient of permeability followed by the width then depth.

Key words : seepage, hafirs, Qoz.

INTRODUCTION

Water is an important constituent of life. Many parts of sudan which are far away from the River Nile suffer from shortage of water and depends mainly on seasonal rains and the storage of their annual supply of water. Rain water is collected in open pond called (hafirs) during the rainy season to be used in the dry season. However, several factors contribute to the efficiency of hafirs in storing water for longer time such as seepage losses.

Qoz is a local name given to the stabilized fine sands , it covers large areas in Sudan, as well known for its relatives high permeability ,therefore, could cause losses of water (Whiteman 1971). seepage losses are controlled by the formation in which the hafir was constructed which depends on factors such as type of soil, degree of compaction (density), composition plus geometrical factors like (depth, width, slope) of hafirs and coefficient of permeability.

Empirical equation (Vedernikov equation) was chosen to calculate the rate of the seepage (Harr 1962).

$$q = k (B + AH) \tag{1}$$

Where :

$q = (\text{cm}^3/\text{sec})$

$k = \text{coefficient of permeability (cm/sec)}$

$B = \text{width of trapezoidal shape (cm) as illustrated in Fig 1}$

$A = \text{function of } (B/H \text{ and } m) \text{ as given in Fig 2}$

$m = \cot \alpha$

$H = \text{Depth (cm)}$

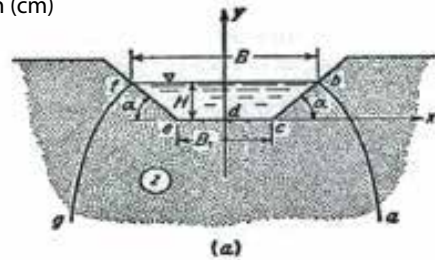


Fig1: Trapezoidal shape dimensions

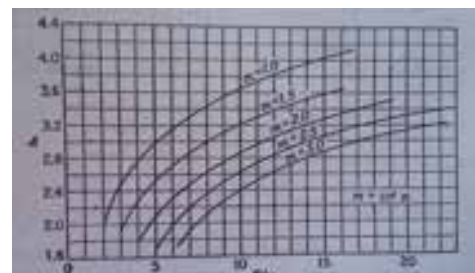


Fig 2 : Vedernikov chart

THEORETICAL ANALYSIS

Equation (1) was applied to five different hafir sizes with presumed dimensions table (1) to calculate the amount of

seepage and to study how the seepage is affected by (width, depth and slope of hafir) and coefficient of permeability.

Hafir No.	1	2	3	4	5
Width (B1) (m)	80	70	60	50	40
Depth of water (H) (m)	6	5.5	5	4.5	4

Table 1: Presumed dimensions of hafir

This parametric evaluation was conducted in three stages :

- ▶ In the first stage all parameters were kept constant except the depth. The range of depth of water (H) from 6 to 4 m.
- ▶ In the second stage the coefficient of permeability was variable and the others were kept constant and the seepage was calculated accordingly. The range of the coefficient of permeability (k) from 4.2×10^{-4} to 2.5×10^{-6} .
- ▶ In the last stage this time the slope was variable and the seepage was calculated . The values of slope (m) ranged from 1:1 to 1:3.

STAGE (1) : VARIATION OF SEEPAGE WITH DEPTH OF WATER AND WIDTH

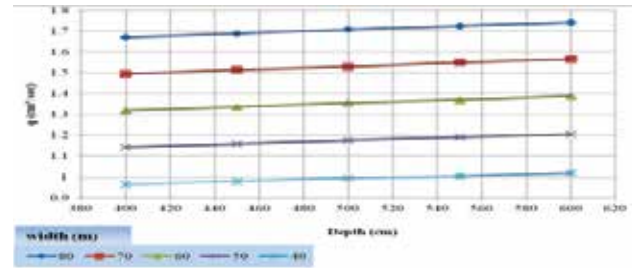


Fig 3 :Variation of seepage with depth of water and width

Fig 3 it shows the variation of the seepage in relation to the depth and width. The coefficient of permeability and the slope were constant throughout. Five different widths were used in the chart shown by the coloured horizontal lines. The seepage was calculated using different depths with a constant width at each time. The outcome illustrated an increase in the seepage value whenever the depth increases, as well the seepage increase with increasing hafirs width, however the seepage value is more affected by the width than the depth of water.

STAGE (2) : VARIATION OF SEEPAGE WITH DEPTH OF WATER AND WIDTH

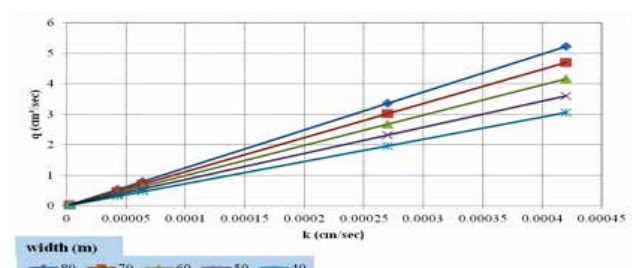


Fig 4 Variation of seepage with permeability and width

Fig 4 illustrates the variation of the seepage with coefficient of permeability. This time the slope and the depth were constant throughout the experiment and five different widths were used as shown by the coloured steep lines in the chart. At each fixed width the seepage was calculated using variable coefficient of permeability, it is obvious that the seepage increases significantly with mild increase in the permeability shown in the chart by a steep inclination, as well it increases with increasing width values. It is noticeable from the chart that seepage is not affected significantly by increase in width at small coefficient of permeability.

STAGE (3) : VARIATION OF SEEPAGE WITH M (SLOPE) AND WIDTH

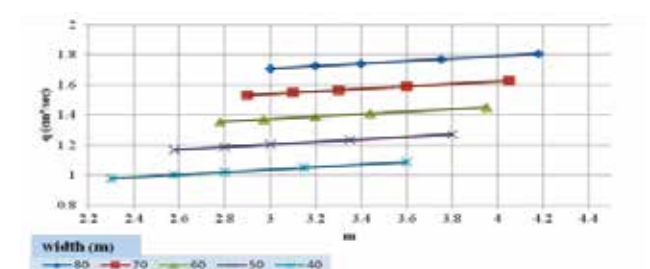


Fig 5 Variation of seepage with m (slope) and width

Fig 5 shows the variation of seepage in relation to the slope and the width of the hafir. When the values of α (eq. 1) decreases the parameter A values increase subsequently the seepage increases. It is clear from Fig 5 that, seepage increases with increasing the slope of hafir. As well the seepage increases with increase in the width at a given slope.

CONCLUSION

Seepage value increases whenever the depth and width increase. However, seepage is more affected by width than the depth.

It is noticed that the seepage increases significantly with small increase in the coefficients of permeability.

As well the seepage increases with increasing width but at a given coefficient of permeability the variation in the seepage was little when changing the width.

Increase in the seepage is found when the slope increases, which is insignificant. As well seepage increases when width increases.

Références

[1] Harr M.E (1962), " Ground water and seepage" ISBN: 0-486-66881-9.
 [2] Whiteman A.J (1971) "The geology of the sudan republic", Oxford, Clarendon Press, 1971, ISBN 0198543735

STUDYING OF SHEAR WALLS WITH PILED RAFT OVER SOFT SOIL AGAINST SEISMIC LOADS

M. M. El Gendy¹, R. W. Salib², W. H. El Kamash³, M. A. Kandil⁴

^{1,2} Dept. of Civil Engineering, Port-Said University, Egypt

³ Dept. of Civil Engineering, Suez Canal University, Egypt

⁴ Dept. of Civil Engineering, Higher Institute of Engineering and Technology El-Arish, Egypt,



ABSTRACT

Modeling the interaction between piled raft and shear wall frame structure has not attracted many researchers in last decades. Herein, a 3-D continuum model of piled raft and shear wall frame structure was introduced. That model was incorporated into developed software in order to study optimization of shear wall against earthquakes. The soft soil type of Port-Said was examined in this study to get practical solutions for soft soil problem in such cases. Different parametric cases were presented to reflect the effect of the position of shear wall on deformations and drift ratio. Factors were considered of variation of piles' length, diameters, raft rigidity and shear wall geometry to optimize shear wall with piled raft over soft soil. Soil was simulated by elastic perfect plastic model, while FEM was used to model piled raft and shear walls. ASTN3 which was developed by the author was used here to analyze different cases and numerical results and conclusions were introduced.

Key words : piled raft, shear wall, continuum model, soft soil. ◀

INTRODUCTION

Shear walls played an important role in resisting seismic loads which may cause severe damage for people or structures. Different kinds of pre-fabricated concrete frames together with pre-fabricated multi-storey shear walls with different bays were presented by Majid and Morteza (2011) [1]. They employed non-linear static analysis method (Push-over) to examine the behavior factor of designing seismic loads. Jahanpour et.al. (2012) [2] studied an experimental study in order to investigate the failure behavior of the wall-plate and the frame which surrounds it. Many approaches of shear wall modeling such as wide column model, plane stress plate model, finite element model (FEM) and modeling with membrane element were presented by Vasanwala et al. (2010) [3]. Based on Finite difference technique with MATLAB code, Phanikanth et. al. (2010) [4] examined single piles and pile groups against earthquake. Some of researchers modeled piled raft against both lateral and gravity loads.

The aim of this study is to investigate the effect of using different shapes of shear wall-frame systems with piled raft foundation against earthquake excitations over Port-Said soil. Golder Associates [5] performed longitudinal sections in Port-Said zones according to several investigated points up to 60m under the ground surface. Results show that the whole areas have a thin layer of very soft surface clay with an average thickness of 1.5m. Below the surface clay, there is compact dense fine sand with an average thickness of about 7m. The sand grades downward through a transition zone into firm clay. The clay extends to an average depth of about 50m below the ground surface. The velocity of shear waves is considered $V_{S,30} = 156$ m/s.

Particular attention was given to the settlements, horizontal displacements, drift ratios and contact pressures.

MATHEMATICAL MODEL

A new version of ASTN2 named ASTN3 (Analysis of Structures resting on Nonlinear soil) was developed by El-Kamash et.al. (2012) [6] to be capable to model shear wall as plane stress elements using Lattice Analogy. A square framework pattern, shown in Figure 1, can be used for the solution of two-dimensional stress problem.

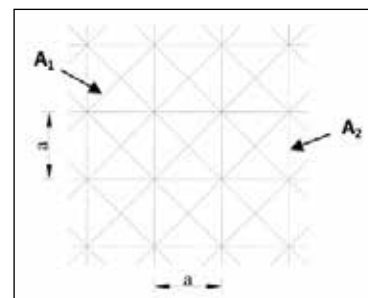


Figure 1 Square framework pattern

Values of areas of equivalent bars A1 and A2 which were used in the computation may be determined from the following equation based on Hrennikof (1949) [7].

$$A_1 = \frac{3}{4} a' h \quad (1) \quad A_2 = \frac{3}{4\sqrt{2}} a' h \quad (2)$$

Here, piles, beams and columns are presented by frame elements, while the raft and slabs are presented as plate elements using Framework Analogy. Based on Finite Element method, the raft can be expressed as an elastic plate on rigid piles.

The total stiffness matrix of piled raft [kp] with the effect of pile stiffness due to its elastic material can be investigated by Eq. 3.

$$\{Q\} = [k_p] \{w\} \quad (3)$$

MODEL VERIFICATION

Herein, a verification example which was carried out by ASTN3 is presented; shear wall under lateral loading as illustrated in the following section.

The proposed model which is shown in Figure 2 presents a comparison between results of shear wall model analyzed by ASTN3 with those carried out by other methods [3]. The verification example is consisted of three bays and ten storeys plane frame with considering a center shear wall of the width of

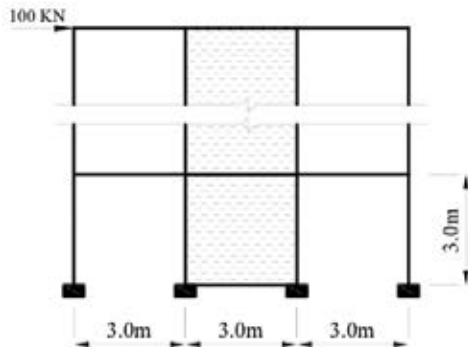


Figure 2 The model of the verification example

Where:

{Q}: Contact force vector with number of rows equal to number of raft nodes n_r .

[k_p]: $n_r \times n_r$ stiffness matrix of the piled raft with the effect of pile elastic material.

{w}: Settlement vector with number of rows (n_r).

Determination of lateral displacements of piles subjected to horizontal loads usually requires the use of an elastic continuum model of the soil as introduced by Poulos and Davis (1980) [8]. Piles were modeled to be thin rectangular vertical strips of width d, length l_p , with constant flexibility. Possible horizontal shear stress developed between the soil and the sides of the pile were excluded. The soil was presented by a group of elements attached to each pile at discrete nodes. Elements which were distributed along the shaft represent the passive pressure of the soil. In this analysis, the super-sub structural elements were analyzed simultaneously against both vertical and lateral loads.

the bay. The cross section of columns and beams is 0.3 m * 0.3 m, while, it is 0.15 m * 3.0 m for the shear wall. A 100 kN horizontal load was applied at the top left of the frame. Results were illustrated in Figure 3 and Table 1 to achieve the comparison between results of different numerical analysis and ASTN3. It can be noted that, there is a reasonably well agreement between results which were computed by the proposed model in this study ASTN3 and those obtained from other models.

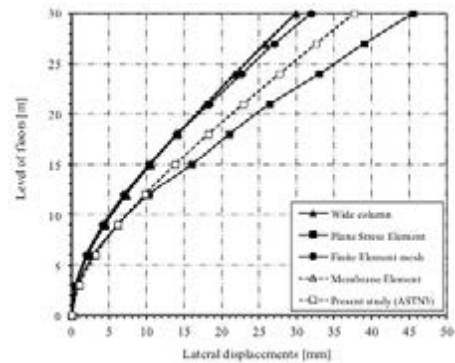


Figure 3 Comparison of deflections

Method of analysis	Top Storey's Sway (mm)	Axial Force (kN)	Shearing Force (kN)	Moment (kN.m)
Wide Column	29.89	416.74	95.33	1,138.66
Membrane	29.84	392.54	95.59	1,143.48
Finite Mesh	31.93	378.83	96.34	1,136.49
Plane Stress Plate	45.53	416.34	95.17	1,249.03
Present study (ASTN3)	37.68	367	98.95	1,101.00

Table 1 Forces in the lower panel of the shear wall and top storey's sway in 10-storey model

PARAMETRIC STUDY

DESCRIPTION, GEOMETRY AND PROPERTIES OF MODELS

In this study, 3D-12 storey-space structure of rectangular typical floors models with piled raft resting on non-homogeneous soil medium were analyzed nonlinearly considering the soil-structure interaction. The structure has three bays in X-direction and six bays in Y-direction. In all cases, the height of ground and typical floors are 4.0m and 3.0m, respectively. The structural

system of all roofs is a flat slab type of 20cm thickness subjected to a total uniform load of 10kN/m². The foundation of each model is a piled raft type as shown in Figure 4. The raft was assumed to be at a depth 2.0m beneath the ground surface and has 1.25m thickness. The estimated total vertical load on the raft is 101.265 MN. The structure is exposed to seismic loads due to a ground acceleration $a_g = 0.15g$ with fundamental natural period $T_1 = 1.3sec.$, where g is the gravity acceleration.

In the analysis, Finite Element method was employed to model the raft and flat slabs of typical and ground floors' roofs by plate element, while rigid frame elements represented piles. The shear wall was represented based on Lattice Analogy. The interaction between different elements was taken in the consideration. The

effective depth of the soil layers under the raft was supposed to be 50m. Herein, the cases with different piles' diameters, piles' lengths and rafts' thicknesses were analyzed as shown in table 2. Dimensions of columns and shear walls are listed in table 3

Pile diameter	Pile length	Raft thickness
Each structural model with piled raft was analyzed three times with varying pile diameters 0.6m, 0.8m and 1.0m. The pile length was taken constant (L=20m) for all diameters.	Each structural model with piled raft was analyzed three times with varying pile length 16.0m, 20.0m and 24.0m. The pile diameter was taken constant (d=0.8m) for all lengths.	The structural model with I-shear walls was analyzed with varying the raft thickness 0.75m, 1.25m and 1.75m, while all piles are taken with diameter 0.8m and length 20m.

Table 2 Different cases of shear wall frame structure

Dimensions (m)	C1	C2	C3
	0.5*0.5	0.6*0.6	0.7*0.7
Shear wall thickness = 0.2			

Table 3 Dimensions of columns and shear walls of the models under studying

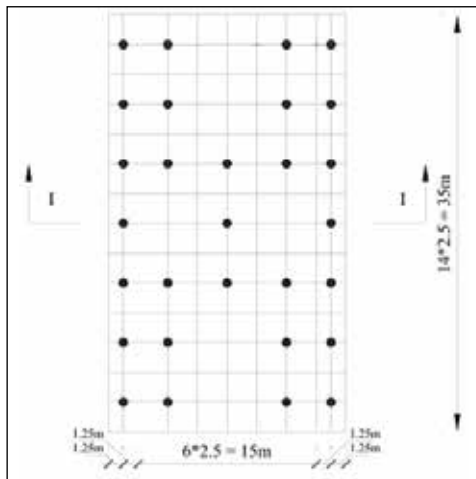


Figure 4 Piled raft of the models under studying

SETTLEMENT

The reduction in settlements due to the increment of pile length is greater than that due to the increment of pile diameter by about 75% as shown in Figure 6. Also, it can be noted that settlements increase slightly as much as the floor level. The

Slabs, columns and raft have Young's modulus $E = 3.4 \cdot 10^7$ kN/m², Poisson's ratio $\nu = 0.2$ and Unit weight $\gamma = 25$ kN/m³, while modulus of elasticity was $E = 2.35 \cdot 10^7$ kN/m² for piles.

Five cases of structure are considered to reflect the effect of shear walls as shown in Figure 5. These cases are:

- (i) Structure with columns without shear walls.
- (ii) Structure with columns and interior shear walls.
- (iii) Structure with columns and exterior shear walls.
- (iv) Structure with columns and both interior and exterior shear walls.
- (i) Structure with columns and I-shear wall.

reason for that increment is due to the elasticity of the structure. Figure 7 shows that maximum difference in settlement due to increment of raft thickness by percentage of 233% (from 0.75m to 1.75m) does not exceed more than 5%.

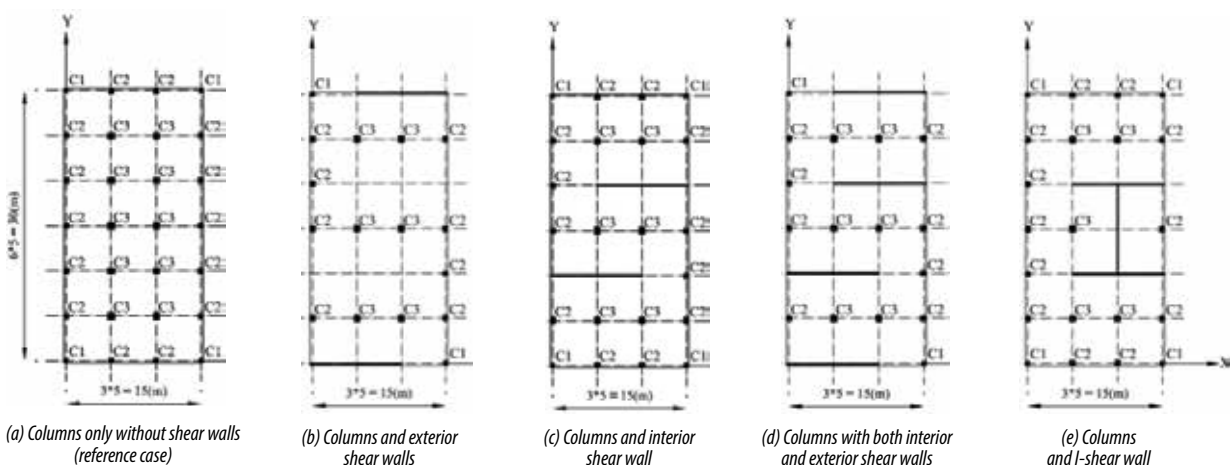
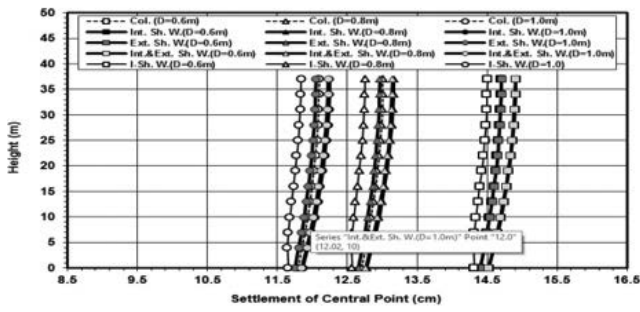
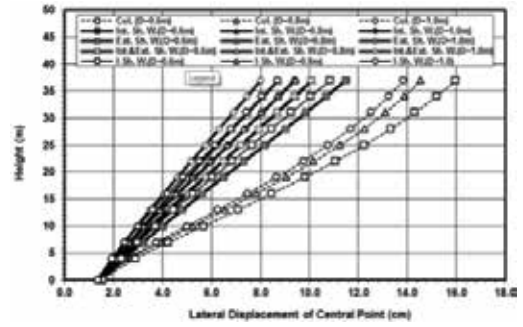


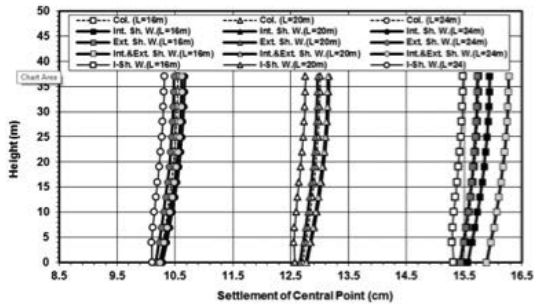
Figure 5 Cases of model under studying



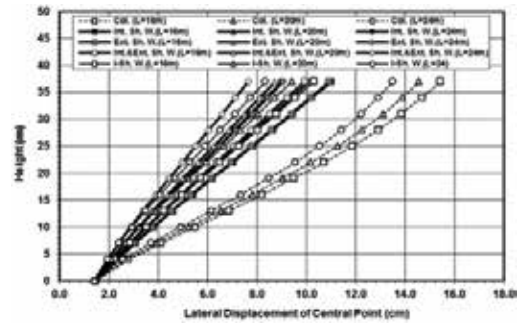
(a) Different pile diameters



(a) Different pile diameters



(b) Different pile lengths



(b) Different pile lengths

Figure 6 Settlement profile at the center of the model against height

Figure 8 Lateral displacement profile at the center of the model against height

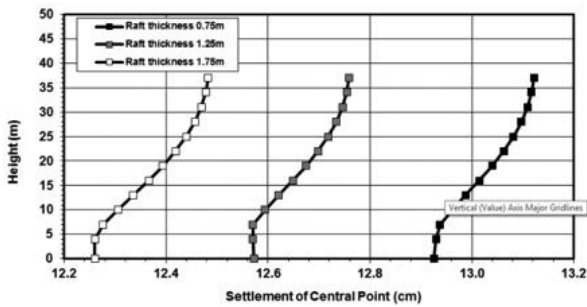


Figure 7 Settlement profile at the center of the I-shear wall model against level of floors due to different raft thicknesses

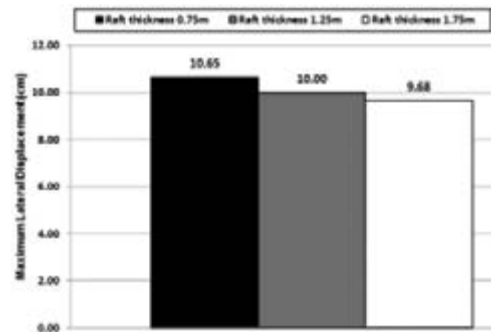


Figure 9 Comparison of maximum lateral displacement in the I-shear wall model due to different raft thicknesses

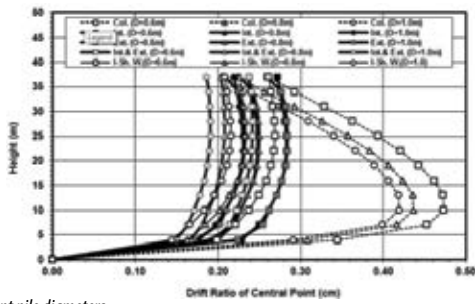
LATERAL DISPLACEMENT

Figure 8 shows lateral displacements at the central point of the building against levels of floors for different pile diameter and length respectively. It is obviously noted that the interior shear walls decrease lateral displacements by about 20% of those at case of columns only, while this percentage is 18%, 25% and 37% in cases of exterior, both interior and exterior and I-shear walls respectively. So that, the case of I-shear wall structure is the most economic case in resisting lateral displacement. The increment of pile diameter from 0.6m to 1.0m (increment by 67%) caused a reduction in lateral displacements by about 13% in the columns structure and about 16% in cases of interior, exterior and both interior and exterior shear wall structures, while this percentage was 20% in the I-shear wall structure as shown in Figure 8(a). The increment of pile length has more effect than that increment of pile diameter, since the increment of pile length from 16m to 24m (increase by 50%) caused a reduction in lateral displacements by about 14% in columns structure and 21% in all cases of shear walls structures as shown in Figure 8(b).

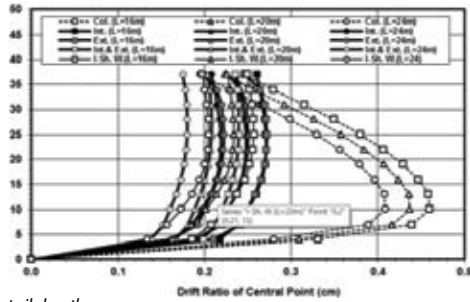
Figure 9 shows maximum lateral displacement in the I-shear wall model for different raft thicknesses. It can be noted that the increment in raft thickness has a slight effect on reducing lateral displacement; it is not more than 10%.

DRIFT RATIO

Egyptian code considers the value of 1 of drift ratio is the maximum limit for values of drift ratio, so that, the factor of safety can be considered as the inverted value of the drift ratio. Figure 10 shows that the case of interior shear wall and the case of exterior shear walls reduced maximum drift ratio by a percentage of 43% of maximum drift ratio recorded at the case of columns only (without shear walls). That percentage of reduction increased to be 48% and 52% at the cases of I-shear wall and the case of both interior and exterior shear walls, respectively. That means that the effect of I-shear wall is greater than the two separated shear walls by percentage of 12% on reducing drift ratios compared to case of columns only (without shear wall). Moreover, the increment of pile diameter from 0.6m to 1.0m (67%) reduces the drift ratio by about 11% in the columns structure and about 20% in the other cases, while the increment of pile length from 16m to 24m (50%) causes a reduction of drift ratio by the same values in cases of columns, interior and exterior shear walls. These percentages become 24% for the two other cases. The change in values of drift ratio does not exceed 13% due to change in raft thickness (from 0.75m to 1.75m)



(a) Different pile diameters



(a) Different pile lengths

Figure 10 Drift ratios at the center of the structure against level of floors

CONTACT PRESSURE

Figures 11 and 12 show the contact pressures at section I-I in the piled raft. The increment of pile diameter from 0.6m to 0.8m (increasing by 33%) causes a decrease in average contact pressure through the piles by about 20% and a decrease in average contact pressure under the raft by about 16% as shown in Figure 11. For difference in pile length, the larger pile length, the larger contact area. So that, the contact pressures tend to be decreased due to the increment of pile length. Increasing pile length from 16m to 20m (increasing by 25%) causes a decrease

in average contact pressure through the piles by about 15% and a decrease in average contact pressure under the raft by about 10%. It is noted that shear walls almost have no effect on contact pressure between the soil and the foundations.

Increasing raft thickness means increasing its rigidity which leads to increasing contact pressure at the edges and decreasing it at the middle for the raft points as shown in Figure 12. As the raft thickness increases, its load little increases which leads to decrease pile loads. So that, the contact pressure little decreases at piles points.

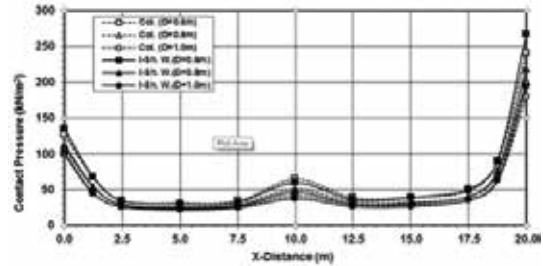


Figure 11 Comparison between contact pressure of case of columns only and case of I-shear walls (Different diameters)

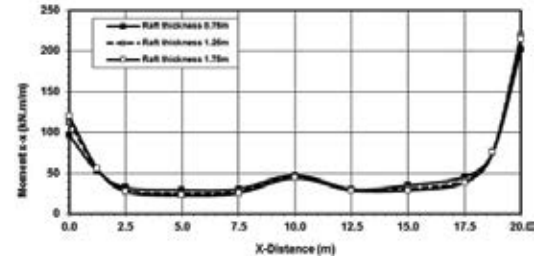


Figure 12 Contact pressure in sec. I-I in the I-shear wall model due to different raft thicknesses

CONCLUSION

A parametric study was analyzed as 3D shear walls structure with piled raft resting on Port-Said soil medium under gravity and earthquake loads. Different geometries of shear walls were examined and the conclusion can be illustrated as follows:

- ▶ By changing positions of shear walls, it is found that the connecting between shear walls has a great effect on reduction lateral displacement. I-shear wall structure can be considered as the best controller of lateral displacement compared to other cases
- ▶ Shear walls do not affect significantly on settlement of the structure, while the increment of the pile length had the nearly double effect than the increment of pile diameter on reducing settlements in shear walls structure regardless the other factors.
- ▶ The case of I-shear wall increased the factor of safety from 2 to 3.8 against drift ratios compared to case of column only (without shear wall) based on limits of Egyptian code.
- ▶ Increasing pile diameter or length causes a good load distribution of contact pressure between piles and the raft. So that, more attention may be received to keep stresses in piles in the economical and safe limits by optimizing both of the length and the diameter of piles. Also, that optimization may keep stresses beneath the raft in the economical and safe range.

Références

- [1] Majid Divan and Morteza Madhkan (2011), "Determination of Behavior Coefficient of Prefabricated Concrete Frame with Prefabricated Shear Walls", *Procedia Engineering*, Vol. 14, pp. 3229-3236.
- [2] Jahanpour, A., Jönsson, J. and Moharrami, H. (2012), "Seismic Behavior of Semi-Supported Steel Shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 74, pp. 118-133.
- [3] Vasanwala, S., Kumar, K. and Thakkar, G. (2010), "Analytical Modeling of Rectangular RC Shear Walls", *J. of Structural Engineering*, Vol. 3(1), pp. 42-53.
- [4] Phanikanth, V., Choudhury, D. and Reddy, G. (2010), "Response of Single Pile under Lateral Loads in Cohesionless Soils", *Science Direct, J. Computers and Geotechnical*, Vol. (15), pp. 813-830.
- [5] Golder Associates, (1979), "Geotechnical Report for Port-Said Area", Port-Said, Egypt.
- [6] El Kamash, W., El Gendy M, Salib R. and Kandil M. (2012), "Analysis of shear walls on piled raft under earthquake excitations", *Conference 2012 CSCE Canadian Society of Civil Engineering*, Edmonton, Canada.
- [7] Hrennikoff, A. (1949), "Framework Method and its Technique for Solving Plane Stress Problems", *Publ. Intern. Assoc. Bridge Str. Eng.*, Vol. 9, pp. 217-247.
- [8] Poulos, H. and Davis, H. (1980), "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley & Sons Inc., New York.

COMPACTAGE À SEC : ETAT DE L'ART INTERNATIONAL & NOUVELLE EXPÉRIENCE MAROCAINE

Derradji Abdelkrim¹, Azzouz Kchikach², Toubane Btissam³, Houssine Ejjaouani⁴

¹ Société Nationale des Autoroutes du Maroc, ADM, Maroc

²⁻³ Université Kadi Ayad, Maroc

⁴ Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes, LPEE, Maroc



RÉSUMÉ

Les objectifs du compactage sont atteints que lorsqu'on obtient une densité optimale du sol. Ce qui nécessite un apport des quantités très importantes d'eau. Le compactage à sec est une réponse à cette attente, favorisant la réutilisation des matériaux présents dans leur état hydrique sec ou très sec. Pendant la réalisation de l'autoroute Settat Marrakech, au Maroc, l'expérience du compactage a sec été réalisée à grande échelle, testée sur des plates formes avant de passer à l'exécution, ce travail représente en une première partie un aperçu sur l'état d'art du compactage à sec et dans une seconde partie l'expérience de compactage à sec des remblais autoroutier de grandes hauteurs entre Settat et Marrakech, avec les matériaux schisteux sera exposé.

..... Mots clés : compactage à sec, compactage à faible teneur en eau, compactage des matériaux sensible à l'eau, tassement, gonflement des talus, retrait des talus. ◀

LE COMPACTAGE DANS LES ZONES ARIDES

En 1929 Proctor a défini une teneur en eau optimale et une densité maximale déterminées à partir des essais de laboratoire, les spécifications basées sur les résultats de Proctor, ont été largement utilisées surtout dans la construction routière. Seulement, la nature n'offre pas toujours à l'ingénieur des matériaux à la bonne teneur en eau particulièrement en région désertiques et arides où l'obtention de la teneur en eau optimale nécessite un apport de quantités considérables en eau. Cet apport est doublement injustifié : d'abord économiquement, puisqu'il nécessite des dépenses supplémentaires. Ensuite écologiquement puisque, le contexte environnemental actuel ne permet pas un usage irrationnel de l'eau.

Le compactage à sec peut représenter une réponse sérieuse dans la mesure où il favorise la réutilisation des matériaux résultant des déblais, présents dans leur état hydrique sec ou très sec. Grâce au progrès spectaculaire dans le domaine des compacteurs, notamment les compacteurs vibrants, qui ont permis une augmentation étendue de l'énergie de compactage, il est possible pour certains matériaux d'obtenir une qualité satisfaisante en compactant à des teneurs en eau faibles ou au moins inférieures à l'optimum déterminé par l'essai Proctor. En effet l'électronique moderne a rendu possible de faire des mesures pendant le compactage lui-même et de traiter, analyser et présenter une grande quantité de données.

PARTICULARITÉ DU COMPACTAGE À SEC

Les courbes du compactage montrent l'existence d'une w_c [CIS 82], appelée teneur en eau critique, qui représente la teneur en eau à partir de laquelle la densité sèche croit rapidement avec la teneur en eau, jusqu'à la valeur maximale γ_{dopm} pour une teneur en eau w_{opm} . En effet, ce qui est illustré par la figure 1, entre une teneur en eau nulle et w_c , γ_d décroît.

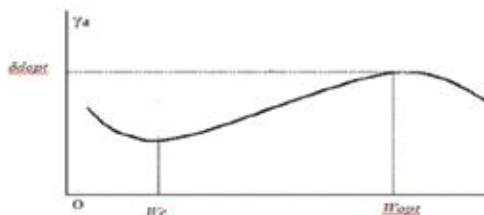


Figure 1 : Variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau

INFLUENCE DE L'ÉNERGIE DE COMPACTAGE

Les résultats des dernières années montrent que w_c , et w_{opm} diminuent avec l'énergie de compactage alors que la densité sèche augmente. Selon [MOR 87], la diminution de l'énergie

critique est plus importante par augmentation de l'énergie induite par le compacteur, que par augmentation de nombre de passe.

DENSITÉ EN FONCTION DE LA PROFONDEUR

A faible teneur en eau, la courbe $\gamma_d=f(z)$ fait apparaître une surface mal compactée et un gradient $\Delta\gamma_d/\Delta z$ très élevé en valeur absolue [MOR 87]. L'importance du fait varie selon les caractéristiques du matériau et sa teneur en fines.

SÉGRÉGATION VERTICALE ET TRAITEMENT DE LA SURFACE TRAITEMENT DE SURFACE

Le faible compactage de la partie supérieure, au cas du compactage à teneur en eau faible peut provoquer une dégradation des conditions de traficabilité, l'ampleur de ce problème s'aperçoit surtout avec un angle de frottement et une cohésion faibles [MOR 87], alors il est important de préférer un matériel adéquat, avec des caractéristiques de traficabilité élevées, surtout dans le cas d'un sol très sensible.

POTENTIEL D'EFFONDREMENT DES SOLS

L'expérimentation de [ABB 2011] consiste à comparer les valeurs de vitesses ultrasoniques en fonction des différents teneurs en eau et énergies de compactage tout en sachant que les sols en question peuvent s'effondrer quand ils sont dans un état lâche. Les résultats des essais de compressibilités et les essais ultrasonores sont comparés. Une proportionnalité souvent inverse est montrée entre la vitesse ultrasonique et le potentiel d'affaissement.

Pour une même énergie de compactage, quel que soit le sol, la vitesse ultrasonique augmente avec la teneur en eau. En plus, l'accroissement de l'énergie de compactage pour une même teneur en eau contribue à l'augmentation des vitesses et le coefficient de collapsé C_p augmente avec l'indice des vides.

COMPACTAGE À SEC DES REMBLAIS DE GRANDE HAUTEUR : EXPÉRIENCE DU MAROC

L'opportunité de tester le compactage à sec s'est présentée lors des projets autoroutiers Settât- Marrakech et Marrakech Agadir. Pendant la réalisation de ces deux chantiers, la Société Marocaine des Autoroutes du Maroc (ADM) a été confrontée à des matériaux schisteux présents sur le site à l'état sec voir très sec, notamment au-delà de Skhour Rhamna. Conventionnellement, le réemploi de ces matériaux en l'état est exclu. Par ailleurs, le changement de l'état hydrique par humidification n'était pas envisageable, eu égard à l'aridité du site et aux ressources en eau qu'ADM a souhaité préserver au maximum. Le souci majeur été de préserver l'environnement, donc ADM a opté pour la réutilisation maximale de ces matériaux afin de maintenir un équilibre du mouvement des terres (déblais-remblais), évitant ainsi la multiplication des dépôts et des emprunts. Et surtout préserver les ressources en eau. Pour ce faire, ADM a entrepris une réflexion en amont, et a engagé des études préliminaires qui ont abouti à l'optimisation de la réutilisation et à l'emploi de ces matériaux dans leur état sec voir très sec. Le tracé de l'autoroute Skhour Rhamna – Marrakech, impose 4 millions de m³ d'emprunt locaux dans un état hydriques sec et une fraction de fines très importante. Dans ces conditions le GTR exige l'humidification ou l'apport de matériaux squelettiques. Un apport de matériaux détériorera l'aspect naturel de la région, alors que le transport de 1.5 million de m³ pour l'humidification est économiquement injustifié. Afin de déterminer les besoins en terrassement et aussi identifier les matériaux rencontrés une campagne géotechnique par carottage a été menée ; les matériaux rencontrés sont représentés sur ce profil géotechnique :

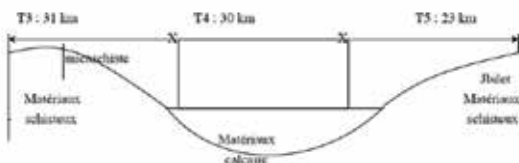


Figure 2 : Profils géotechniques de l'autoroute Skhour Rhamna-Marrakech

PLANCHE EXPÉRIMENTALE SUR LES SCHISTES

Il s'agit de schistes extraits par minage (R62), dont les plus gros éléments mis en œuvre ne dépassent pas 250mm. Les blocs de dimensions supérieures ont été triés et éliminés à

GONFLEMENT – RETRAIT, CONTRÔLE DE LA SUCCION

Plusieurs études ont été réalisées sur l'influence du séchage - humidification sur le potentiel de gonflement en utilisant des appareils à succion contrôlée. Les résultats obtenus montrent un phénomène de fatigue qui résulte des cycles de séchage - humidification, et par conséquent une baisse du potentiel de gonflement. D'après [FER 2005], les déformations sont d'autant plus importantes que le sol avait été compacté dans un état sec, les déformations réversibles observées dans les cycles de gonflement-retrait correspondent probablement aux cycles de gonflement-retrait des agrégats, alors que la stabilisation des déformations irréversibles correspond à la disparition progressive du volume des vides inter-agrégats au fur et à mesure des cycles

l'approvisionnement. Les essais d'identification réalisés ont permis de les classer C1B6 ts avec 16.7% de passant à 2mm sur le 0/D.

La planche d'essais réalisée a une longueur de 60m pour une largeur de 8m à la base et de 6m à son sommet, soit 1.2m environ de hauteur, elle a été scindée en 2 longueurs de 30m, comportant une zone 1 où le nombre de passe de compacteur est de 14 passes (d'abord 8 puis 6 passes supplémentaires ajoutées en fin de la journée) et une zone 2 avec 10 passes. L'énergie de compactage est intense, la plate forme est relativement plane, homogène avec une portance, mesurée avant la mise en œuvre, supérieure à 110 MPa, donc avec un bon effet d'enclume.

MISE EN ŒUVRE ET RÉSULTATS OBTENUS DU COMPACTAGE À SEC DES SCHISTES

Mise en œuvre de la zone 2 avec 10 passes de VM4 en 3 couches de 0.4m. La mise en œuvre des matériaux est faite par 3 couches de 0.4m, nivelées et compactées par 10 passes de VM4. L'aspect final des deux premières couches, est relativement grenu, pas de formation de plaques d'éléments fins superficiellement. Les valeurs d'EV2 obtenues sont de l'ordre de 80MPa en moyenne qui est une très bonne portance pour le remblai. Mais avec des valeurs de $K >> 2$ (le rapport $k = EV2/EV1$) et un aspect de surface très pénalisant. Deux passes du compacteur sur les $\frac{3}{4}$ partit restant de la zone2 donnant une très légère amélioration des EV2 mais $K >> 2$, après 2 passes de VM4 sans vibrations « en lisse » l'aspect de la surface s'est très nettement amélioré, les rapports K obtenus sont environ 2. Après deux passes de plus en vibrant et 2 passes en lisse, les EV2 obtenus sont de l'ordre de 100 MPa sur 4 valeurs avec un K très correct de l'ordre de 2.

Mise en œuvre de la zone1 avec 14 passes de VM4 : Partant des résultats de portance de la zone2, 14 passes de VM4 ont été faites sur les 3 couches de la zone 1. Les essais de portance à la plaque sur cette zone sont de l'ordre de 100MPa avec un $K = 2,1$. Avec une plate -forme qui a un bon effet d'enclume et avec des matériaux de qualité intrinsèque similaire et avec une granulométrie semblable, avec une épaisseur de couche de 40 cm. Une portance de 30 MPa peut facilement être atteinte pour le corps de remblai, et 100MPa pour l'arase de terrassement, en respectant le caractère fondamental de moins de 30% de passant à 2mm.

RÉSULTATS DU COMPACTAGE À SEC D'AUTRES MATÉRIEAUX RENCONTRÉS

Des investigations supplémentaires ont été réalisées sur les matériaux fins des déblais, les plus sensibles à l'eau : ce sont des essais de chargement in-situ qui consistaient à appliquer une contrainte connue sur le remblai à l'aide d'une plaque (Ø75 cm), puis à saturer et déduire les désordres résultants. Les résultats sont résumés ci-dessous :

- ▶ Les remblais en schistes indurés dont le pourcentage des passants à 2mm est inférieurs à 30% et $D_{max} < 250mm$, réalisés jusqu'à 7m de hauteur, les déformations résultantes sont très faibles et les remblais réalisés ne présentent aucun problème.
- ▶ Les remblais en micaschistes dont le pourcentage des passants à 2mm est environ 50% et les Matériaux fins et colluvions limoneux dont le pourcentage des passants à 2mm est plus de 30%, les gonflements apparaissent à partir de 3m au niveau de la partie supérieure des remblais et des talus, vu la faible plasticité donc risque d'érosion des talus.
- ▶ Les matériaux tufeux dénoncent des tassements à faibles hauteurs.

RÉSULTATS DES ESSAIS SPÉCIFIQUES APRÈS MISE EN REMBLAIS

Des essais spéciaux ont été réalisés sur les matériaux compactés à sec, après montée des remblais, afin de cerner au mieux leur comportement en cas de venue d'eau. Ces essais sont de deux

types : et des essais de chargement à la plaque avec saturation

Essais de charge à la plaque sous saturation :

Ces essais ont consisté à creuser des puits en différents endroits d'un remblai monté et à réaliser des essais de chargement à la plaque avec mise en eau retardée, laquelle n'intervient qu'après stabilisation des déformations sous la charge appliquée. Les valeurs obtenues sont récapitulées dans le tableau 1 :

Matériaux/charge (kPa)	$\Delta H/H$ en %		
	106	212	318
Micaschiste	0.4	1.13	0.5
Grave calcaire	0.55	0.77	1.2

Tableau 1 : Résultats des essais de charge à la plaque sur les remblais du projet autoroute Marrakech-Skhour Rhanna.

Des déformations apparaissent sous les charges appliquées variant de 50 kPa à 350 kPa (soit l'équivalent d'un remblai de 17m de hauteur), mais restent globalement largement admissibles. Le LPEE conclut qu'avec les remblais édifiés compactés à sec, et même avec des hauteurs allant jusqu'à 15m, le risque d'imbibition ou de saturation partielle du remblai ne donnerait pas de déformations notables.

CONCLUSION

D'après les expériences du compactage à sec, il s'avère qu'il représente une solution qui s'adapte un contexte écologique actuel. Il ne permet pas uniquement de faire une économie d'eau mais aussi d'optimiser toute la gestion qui accompagne son approvisionnement, forage, le pompage, le transport, l'épandage, le malaxage, en plus d'une difficile organisation de chantier surtout quand il faut éviter l'évaporation de l'eau entre l'incorporation et la fin du pompage.

Le cas de l'argile très plastique est beaucoup plus complexe que celui d'un matériau non plastique, dans la mesure où l'état final dépend très fortement de l'état initial. Vu l'hétérogénéité naturelle de ce paramètre, la définition des taux de compactage nécessiterait une détermination fine et en continu de l'état hydrique des matériaux lors de la construction et une adaptation de l'énergie de compactage à appliquer.

L'expérience montre aussi que les fractions sableuse et graveleuse favorisent le compactage à faible teneur en eau, à l'état sec et même très sec, à noter aussi que la présence des gros éléments conduit à une difficulté de réglage.

Ceci a été expérimenté avec succès au chantier Benguerir-Marrakech, les densités obtenues sont très satisfaisantes et encouragent de développer des recherches dans ce sens.

L'utilisation des matériaux charpentés compactés à sec a permis de mettre en œuvre des remblais de 7m de hauteur sans recourir à une humidification. Une expertise effectuée en juillet 2006 après la montée des remblais du projet afin d'évaluer l'influence d'éventuelles intempéries sur ces remblais avait conclu que les risques de déformation des remblais par imbibitions différées sont faibles et que les dispositions prises pour l'édification des remblais permettent de s'en affranchir.

Bibliographie

- CEC 84) Cecil, R. 1984. A laboratory investigation of vibratory. Thesis of Texas A&M university, pp.83-92. Virginia .
- [CIS 82] Cissé, A. 1982. Compactage à sec des remblais et assises de chaussées. Rapport de recherche LCPC , numéro 112 , Paris, pp.8-17
- [ELL 80] Ellis, C. 1980. Soil compaction at low moisture content field trials in Sudan. Seventh regional conference for Africa on soil mechanics and foundation engineering. PA1101/80. Ghana
- [GRA78] Grace, H., Cocksedge, J.E. 1978. Recent investigations into the dry compaction of sand. IRF Regional Conference for Middle East and North Africa, 9-15 April, Cairo, Egypt.
- [MAN 2006] Manier, E. 2006. Compactage à sec de sols fins à l'état très sec sur les chantiers autoroutiers de la région Marrakech. Rapport du LCPC, Nantes, pp.4-22.
- [MIN 85] Ministry of Equipment and Transport MOROCCO, 1985. Routes en milieu desertique l'expérience marocaine. Journal du Ministère des Travaux Publics, pp.100-109
- [MOR 2002] Morel, G., Havard, H. & Quibel, A. 2002. Emploi de sols arides pour la constitution de remblais routiers. Séminaire AIPCR de Oulan-Baatar Mongolie, Sujet 3-18-21
- [MOR 87] Morel, G., Quibel, A., Froumentin, M. 1987. Le savoir faire français en matière de compactage à faible teneur en eau des sols et matériaux de terrassement et de chaussées. Fascicule du LCPC numéro 502898, Nantes, pp.5-8
- [MTA 79] Mitango, H. 1979. An investigation into the dry compaction of lateritic sandy gravel. Norwegian Road Research Laboratory (Vegdirektoratet Veglaboratoriet) Internal Report No. 859 Oslo.
- [LCPC 92] Laboratoire centrale des ponts et chaussées (LCPC), Service d'études techniques des routes et autoroutes (SETRA). 1992. Guide technique: Réalisation des remblais et des couches de forme. LCPC, SETRA. FRANCE.
- [LPEE 2007] Laboratoire public d'essais et d'études (LPEE) .2007. Résultats des essais spécifiques sur les matériaux compactés à sec. Rapport d'essais du LPEE. Casablanca
- [LEE 76] Lee, P.Y. 1976. Study of irregular compaction curves. Soil specimen preparation for laboratory testing, ASTM STP 599: 278-288 American Society for Testing and Materials.
- [O'CO 87] O'CONNEL, M and all. 1987. Soil compaction at low moisture contents in dry areas in Kenya. Ninth regional conference for Africa on soil mechanics and foundation engineering. Volume: pp 333-340. AA Balkema. Rotterdam.



APPLICATION OF A DISCRETE ELEMENT MODEL TO THE ANALYSIS OF GRANULAR SOIL RECOVERY IN AN OFFSHORE TUBULAR VIBROCORE

S.B. Wegener¹, D. Kalumba²

¹⁻² University of Cape Town, South Africa



SUMMARY

Seabed soil sampling is crucial in deep-water engineering projects or geological studies where a detailed knowledge of the seabed geology is required. Vibrocoreing is a relatively new seabed sampling technique. The system consists of a vertical, tubular core barrel with a sharp cutting edge at its lower end vibrated into the seabed by a high-frequency, low-amplitude vibratory motor. In the past, success of a coring operation has been judged primarily by the core length recovered. More recently, studies have given focus to the sampling of higher quality soil specimens. Through a review of literature and the calibration of a discrete element numerical model to physical vibrocore test results, this study investigated the soil mechanics phenomena influencing the recovery of vibrocores.

During penetration of a corer into the seabed, a decrease in recovery often results due to a 'soil plug' forming within the barrel. Plugging occurs when friction between the inner wall of the barrel and the accumulating sediment column imposes a vertical stress on the soil immediately below the core aperture that exceeds the bearing capacity of the soil. The soil plug mechanism is a function of a number of geometric and material factors and is a highly non-linear phenomenon.

Negligible difference between the physical and numerical results was shown through statistical assessment of the test and model output. The DEM model was therefore considered calibrated. Achieved core recoveries were poor, approximately 53%, indicating a clear difficulty in achieving high quality gravel samples in practice. Vertical forces acting on the core barrel during penetration were observed to increase approximately linearly from zero at initial penetration to 60kN at final penetration. Local variability in the force-penetration plots was evident due to the micro-scale response and rearrangement of the particles as they entered the sample tube.

..... | **Key words:** vibrocoreing, recovery ratio, soil plugging, physical testing, discrete element modelling 

INTRODUCTION

As the human need for ocean resources accelerates, offshore geotechnics continues to grow and become ever more relevant. Seabed soil sampling is crucial in deep-water engineering projects or geological studies in which a detailed knowledge of the seabed geology is required. Vibrocoreing is a relatively new technique used to sample soil in offshore geotechnical practice. It is a form of drive sampling where a hollow, cylindrical core barrel, with a sharp cutting edge at its lower end, is driven into the ground by vibratory means [1, 2].

In the past, the success of a coring operation has too often been judged primarily by the length of the recovered core. More recently, geotechnical studies have given focus to the problems associated with achieving a higher quality soil specimen [2]. When assessing the quality of a soil sample obtained through coring, there are two aspects that need to be considered: a) The influence of the sampling process on the laboratory measured mechanical properties of the soil specimen – i.e. the disturbance of the core sample, and b) Whether or not the sample is representative of the depth from which it is thought to have been recovered - i.e. the recovery ratio (RR) of the core sample [3]. The RR is defined as the ratio between the recovered length of core sediment and the length of core barrel penetrated into the soil. Therefore, an ideal specimen, in which the stratigraphy of the sampled ground is preserved, would have a recovery ratio of unity. However, due to the physical processes governing barrel-soil interaction during vibrocore penetration, ideal recovery is very rarely achieved in practice.

The main objective of this study was to – through reviewing relevant literature and conducting physical testing and numerical modelling - identify and investigate the soil mechanics phenomena controlling the recovery of granular seabed soils in vibrocores. The following sub-objectives were developed: a) The calibration of a three-dimensional (3D) discrete element model to the physical results of vibrocoreing tests conducted in saturated soil, and b) The assessment the physical and numerical results, offering insight into the observed response of the vibrocoreing system, including soil recovery and forces required for barrel penetration

All physical testing was conducted at the De Beers Marine Pty(Ltd) – henceforth referred to as DBM - Research and Development Test Facility in Cape Town. A large-scale vibrocore test rig was used. All numerical modelling was completed using ROCKY discrete element method (DEM) software - henceforth referred to as Rocky. The soil samples investigated were poorly-graded gravels. There were two reasons for the selection of gravel as the tested and modelled soil type: a) Vibrocore testing completed by DBM engineers prior to this study showed that a very coarse, granular geology had a more problematic and less predictable effect on the mechanical system than that of finer-grained sands and clays, and b) The DEM modelling of particle sizes smaller than that of the gravels tested would result in simulations of impractically large computational expense.

REVIEW OF LITERATURE

SOIL PLUGGING IN CORE SAMPLERS

The soil plug mechanism

During penetration of a corer into the seabed, under-sampling often occurs due to soil immediately below the barrel flowing around, rather than entering, the sample tube [3-6]. Such a phenomenon is the result of a 'soil plug' forming within the barrel. The cause of plugging is explained by [4]: A descending core barrel accumulates an increasing sediment column inside it, subject to an increasing downward frictional drag. This friction is transferred through the soil column and imposed over the cross-sectional area of the core aperture as a vertical stress σ_v on the soil immediately below the corer at that instant in its descent. From static equilibrium, it follows that plugging occurs when this vertical stress σ_v exceeds the mobilised bearing capacity q_{ub} of the soil about to be sampled. In simpler terms, plug formation is a result of punching shear failure of the soil immediately below the barrel, causing the sampler to penetrate as if it were closed-ended, ultimately leading to a decrease in recovery ratio.

The three modes of sampler penetration

The criteria for plugging described above suggests that a sampler has only two modes of penetration: plugged or unplugged. However, there is a third: partially plugged. Once σ_v reaches equilibrium with q_{ub} , the two pressures must remain in equilibrium. An increase in bearing capacity due to greater penetration depth leads to sediment continuing to enter the corer to supply sufficient friction. Thus, partially plugged behaviour represents the squeezing of the soil into the sampling tube as σ_v and q_{ub} maintain equilibrium [4]. The incremental filling ratio (IFR) is a parameter used widely in the literature to describe the mode of barrel penetration. The IFR is the RR over a given depth increment – i.e. the first derivative of recovery ratio. Therefore, plugged behaviour yields an IFR of zero. A sampler penetrating without plugging has an IFR of unity. And partial plugging corresponds to $0 < \text{IFR} < 1$. It was shown in [5, 6] that samplers penetrate primarily in a partially plugged mode. More specifically, these studies, which both assessed the incremental flow of soil into a descending tube, noted marked local variability in IFRs with penetration depth. These rapid and significant changes in IFR were attributed to the continual process of plugging – causing soil densification around the core barrel head - followed by plug 'failure', due to an increase in bearing resistance, ultimately allowing fresh soil to move into the tube.

The non-linearity of the soil plug mechanism

By expanding on the work of [7], an analytical formula for the imposed vertical stress σ_v was derived by [8] for drained soil conditions – given by the equation:

$$\sigma_v = \frac{\gamma' D}{4K \tan \delta} \left(e^{\frac{4K \tan \delta L}{D}} - 1 \right)$$

where γ' is the effective unit weight of the soil, D is the inner diameter of the core barrel, K is the ratio of horizontal to vertical effective stress at the barrel wall, δ is the interface friction angle, and L is the length of soil sampled within the barrel. The derivation of Equation 1 assumed that L is equal to penetration depth.

Through critical review the equation, it can be noted that a) The imposed stress increases exponentially with penetration depth, and b) The soil plug mechanism is a highly non-linear phenomenon. Only the barrel diameter D can be considered constant with penetration depth. According to [4], it is expected that the interface friction and effective unit weight will evolve with penetration. Furthermore, K is not constant – both in its distribution along the length of the soil plug, and with penetration depth [6]. In addition to the properties of the sampled soil, other factors that influence the recovery of the core specimen include various physical characteristics of the core barrel, including cutting edge angle and wall thickness – discussed in more detail in [3, 8, 9].

Sampler-pile analogy and dearth of vibrocore literature

In developing an understanding of how the soil plug mechanism is influenced by the cyclic action of vibrocores, a clear lack of geotechnical literature on the subject was noted. As such, a direct geometric analogy between samplers and cylindrical, open-ended, continuously hollow piles was assumed – as recommended by [4, 10]. This allowed geotechnical study on the topic of plugging in samplers to be supported by the relative wealth of published literature analysing soil plugging in offshore piles. In completing this research, the terms 'pile', 'sampler tube', and 'core barrel' were considered synonymous. Nonetheless, it is worth noting that to date, no literature has been found that investigates the recovery of gravels in offshore vibrocores.

The discrete element method

The DEM is a numerical technique used to approximate soil behaviour. Unlike the finite element approach, the DEM does not assume the soil to be a continuum defined by some constitutive law. Rather, the method – developed by [11] – is a particle-based approach, in which the soil is modelled as an assembly of distinct particles. DEM calculations capture the complex behaviour of soil through simple assumptions and physical laws at interparticle contacts. The method is a powerful tool for analysis in geomechanics capable of simulating the motion of every particle within a soil mass. However, with current computing capabilities, it is difficult to model the number of particles within soil volumes large enough to be of practical interest. Full-scale 3D DEM simulations would take an excessively long time to compute due to the need to model billions, even trillions, of particles [12]. Nonetheless, several aspects of soil behaviour have been examined through use of the DEM, including creep theory, anisotropy, particle crushing, strain localization, and liquefaction [13]. Furthermore, it was shown in [12] that the method accurately simulates the effect of soil dilatancy on the side resistance of a drilled shaft. A more detailed review of the history, theory, and application of the DEM is provided in [8, 11, 13].

PHYSICAL TESTING EQUIPMENT AND PROCEDURE

DESCRIPTION OF VIBROCORE SYSTEM

Soil material

The gravels used for testing consisted of predominantly well-rounded, very hard quartzitic sandstone, sourced from the Orange River in South Africa. Particle sizes ranged from 16mm to 64mm. The material was chosen for use at the facility based on its similarity to the transported, resilient seabed diamond gravels off the coast of Namibia, where DBM is currently mining. The particle size distribution (PSD) of the soil is shown in Figure 1.

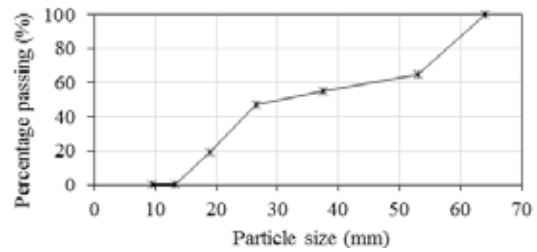


Figure 1: Particle size distribution of gravel used for vibrocore testing

Sampling equipment

The components of the SVC system are summarised in Table 1 and illustrated in Figure 2:

Component		Description
Static	Main frame	A 6.4m high, 2m wide truss structure, consisting of 250x250mm hollow square steel cross-sections; Bolted to a specifically designed foundation; Supports the vibratory motor and core barrel
	Sample bin	A 2.5m high, hollow, cylindrical steel bin; 621mm internal diameter; 0.75m ³ volume capacity; Contains the sample soil during testing; Weighs approximately 1000kg when empty
Dynamic	Vibratory motor	Motor consisting of a rotating asymmetrical mass; Rotating mass creates high-frequency, low-amplitude oscillatory motion of the motor; Frequencies up to 200Hz, Amplitude a function of the frequency; Motion limited to the vertical direction
	Core barrel	Hollow, high tensile steel tube; 150.4mm inside diameter; 177.8 outside diameter; 2m long; Has 100mm threads at the top and bottom for connection to the vibratory motor and cutter head, respectively
	Cutting head	Hollow, cylindrical, steel cutter head; Total height = 344mm; Wall thickness at base = 17.3mm; Cutting shoe angle = 60%; Screwed onto core barrel

Table 1: Components of the vibrocore system

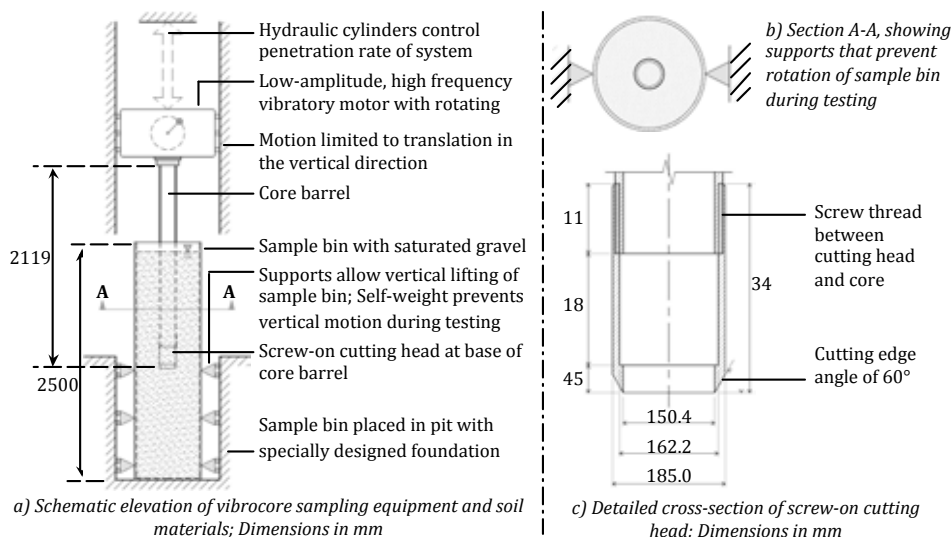


Figure 2: Diagrams detailing the vibrocore equipment (Adapted from [10])

Monitoring devices

Four monitoring devices were used during physical testing to measure the response of the soil and sampling equipment during or immediately after coring (Table 2). The measured data served two purposes: 1) Provided insight into the behaviour of the vibrocore system during coring, and 2) Provided the basis for

calibration of the numerical model to the physical system. Due to practical limitations, strain gauges could not be placed on the core barrel during vibrocore testing. Thus, a series of preliminary coring tests were conducted to determine an empirical relationship between the vertical force acting on the core barrel during its penetration and the strain of the metal plates supporting the motor-barrel system. These tests are fully detailed in [8].

Component	Description
Existing monitoring system	Rotation frequency of the vibratory motor, f_r ; Penetration depth of the core barrel, d ; Hydraulic pressure in the cylinders controlling the vertical movement of the motor-barrel system, P
Recovery measurement device	Recovery ratio at final penetration depth; The device consisted of a weight attached to a cable, which was lowered within the core barrel once at final penetration, allowing the measurement of sampled soil column height
Accelerometer	Acceleration of core barrel, a ; Harmonic displacement of core barrel, x
Strain gauges	Strain of metal plate supporting motor-barrel system, ϵ ; Vertical force on core barrel, FB

Table 2: Summary of data provided by monitoring devices

PHYSICAL TEST METHODOLOGY

Four vibrocore tests were conducted. In all tests, the height of the gravel within the sample bin was ~2.374m and final barrel penetration depth was ~1.975m. In tests one, two and three, all parameters specified in Table 2 were measured – except for core barrel acceleration. Due to signal interference from wireless transmitters inherent to the monitoring devices, acceleration and strain could not be measured simultaneously. Only in test four was acceleration monitored. For each of the four tests, gravel samples were prepared using identical procedures. This was done to achieve, as close as was practically possible, constant soil conditions between successive tests. In preparing the gravel samples before coring, the mass of the sample bin was measured a) when empty, b) when containing the dry gravel, and c) when containing the saturated gravel. By assuming the gravel had zero air voids when the sample bin was filled with fresh water, the

average void ratio and specific gravity of the soil prior to sampling was calculated for each test. Of the samples prepared, the average void ratio was 0.510; the average specific gravity was 2.474. Slight deviations in void ratio between samples were observed. This was attributed to unavoidable losses of particles in practice during sample preparation. The differences between calculated specific gravities were negligible. During coring, the vibratory motor frequency f_r and core barrel penetration rate $\Delta d/\Delta t$ was manually controlled to be 157Hz and 24mm/s, respectively. If penetration rate or frequency was chosen too high, the vibrocore system would reach its operational limits, potentially leading to damage from repeated testing. Conversely, if $\Delta d/\Delta t$ was too low, the time required to be simulated in the calibrated DEM model would result in impractically long computation periods. If f_r was too low, the motor-barrel equipment would operate close to its natural frequency. The subsequent effects of resonance would result in large and unpredictable variations in core barrel amplitudes.

NUMERICAL MODEL ASSEMBLY

DEFINITION OF GEOMETRIES

The Rocky model was a dynamic analysis. The simulation started with the input of soil particles into the sample bin and ended with the stationary core barrel at final penetration depth of 1.975m. In assembling the model, the position and movements of the core barrel and sample bin could be specified at any point during the simulation. The bin and barrel were modelled as two separate 3D objects with dimensions the same as their physical geometry. The base of the barrel included the detailed geometry of the cutting head. To model the gravel, a Particle Shape Matrix (PSM) was developed to aid the quantification of the various particle shape types within the physical soil. The PSM is a 4x3 matrix with each matrix entry representing the approximate percentage of a particular particle shape within a total soil mass. The sum of all entries within a PSM is 100%. Columns are sorted according to the 'sphericity' of the particles. Rows are sorted according to the angularity of the particles. Table 3 shows the PSM of the physical gravel, as estimated from visual inspection, as well as the PSM of the modelled gravel. The computational expense of a DEM simulation increases significantly for increasingly complex particle geometries. In other words, DEM calculations are generally simpler and quicker for particles towards the bottom left corner of the PSM. It was assumed that rounded-high-sphericity (RDH) particles could be modelled as perfect spheres. From Table 3, it is apparent that a) The physical gravel consisted mostly of sub-rounded and rounded particles, the majority of which were of medium sphericity, and b) The modelled gravel was selected to have a markedly higher percentage of spherical (RDH) particles. The relatively high proportion of spherical particles in the modelled soil was to simply

the simulation. In evaluating the PSM shown in Table 3b, matrix algebra was used to ensure that the PSD of the bulk gravel (Figure 2) was preserved. To model the more angular shape types towards the top left of the PSM, the simulated soil consisted of rounded polygons and polyhedrons – fully detailed in [8].

	Low (L)	Medium (M)	High (H)	
Angular (AR)	2.75	5.50	1.75	10.0
Sub-angular (SA)	3.44	6.88	2.19	12.5
Sub-rounded (SR)	7.56	15.13	4.81	27.5
Rounded (RD)	13.75	27.50	8.75	50.0
	27.5	55.0	17.5	100

a) Physical gravel – Estimated from visual inspection

	Low (L)	Medium (M)	High (H)	
Angular (AR)	1.18	2.48	0.85	4.50
Sub-angular (SA)	1.71	3.51	1.17	6.39
Sub-rounded (SR)	6.27	13.30	4.61	24.18
Rounded (RD)	7.69	16.12	41.12	64.93
	16.84	35.41	47.75	100

b) Modelled gravel

Table 3: Particle shape matrices of physical and modelled gravel

SELECTION OF MATERIAL PROPERTIES

DEM calculations required the density, stiffness and frictional properties of the materials within the model to be specified - summarised in Table 4. It was assumed that the gravel was cohesionless material. No water could be simulated in the model. Therefore to account for the effect of buoyancy, the density of water 1000kg/m³ was subtracted from the physical gravel particle density 2474kg/m³ to determine the density of the modelled gravel particles: 1474kg/m³. The average void ratio of the modelled gravel was 0.585. The simulated soil would had a slightly higher void ratio than that of the physical soil due to the differences in particle geometries between the two soils.

Material	Density (kg/m ³)	Stiffness (GPa)
Gravel particles	1474	28
Core barrel	7800	200
Sample bin	7800	200

a) Density and stiffness parameters

Material interaction	Static friction factor	Dynamic friction factor
Gravel-gravel	0.725	0.725
Gravel-barrel	0.725	0.675
Gravel-bin	0.750	0.700

b) Material interaction friction parameters

Table 4: Selected material parameters in DEM model

CORE BARREL PENETRATION AND DYNAMICS

The modelled core barrel penetrated the simulated gravel at a constant penetration rate of 24mm/s, vibrating at 157Hz. The accelerometer readings from physical test four showed that the barrel amplitude increased ~0.35mm at zero penetration to ~0.50mm at final penetration. This rise in harmonic displacement was attributed to the increasing stiffness offered by the soil the barrel descends. In the Rocky model, only a constant barrel amplitude could be specified. To simulate the increase in amplitude with penetration depth, the descent of the sample tube in the model consisted of five successive stages. Each stage had a barrel amplitude greater than the previous stage, the value of which was the average of the physical amplitudes over the corresponding penetration interval.

RESULTS AND CONCLUSIONS

The core recovery ratio yielded by the numerical model was 54.1%. The RR values measured in physical tests one, two, and three were 50.7%, 46.6%, and 59%, respectively – giving an average of 52.1%. The RR values are very low. This suggests a clear difficulty in practically achieving high quality samples in gravel soils. To determine whether the test and model RR output was significantly different, a two sample t-test was conducted. Calculations showed that there was no statistical difference, at 95% confidence, between the physical and numerical recovery ratio results. The variability in physical results corresponded to variations in initial void ratios of the gravels sampled. This is accordance with theory described in the

literature. The extent of soil plugging is a function of soil bearing capacity, which in turn is dependent on soil density – i.e. void ratio.

Figure 3 shows plots of FB as a function of penetration depth for both the physical and numerical results. According to reviewed literature, the force on the core barrel during sampling is a function of all vibrocore system variables – most importantly, the soil properties and core barrel depth and penetration rate. For this reason, force-penetration plots were considered an appropriate means to compare the micro-scale behaviour of the real and modelled soil during coring.

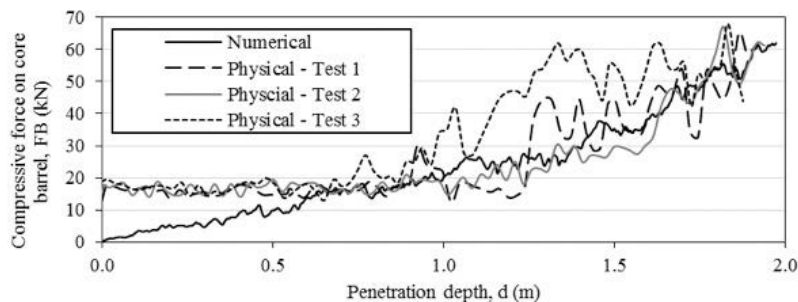


Figure 3: Comparison of numerical and physical force-penetration plots

The strains measured by the gauges during the initial stages of barrel descent were primarily a function of the motor-barrel system weight – not the force acting on the barrel. Only upon reaching a penetration depth such that FB exceeded the weight of the vibrocore system would the physical plots be representative of the force on the barrel. This is the reason for significant differences between the physical and numerical results during the first ~0.6m of penetration. Furthermore, it is clear that no two plots are the same. There is marked local variability in FB with penetration depth. This

was expected. The rapid local variations of the FB-d distributions correspond to the micro-scale response and rearrangement of the particles as they enter the sample tube. Since it is statistically impossible that particle arrangements between two gravel samples would be the same, it followed that the resultant FB-d plots were not indistinguishable. It was of greater importance to determine whether the difference between the numerical and force plots was significant. Notwithstanding the unavoidable local variability in FB, the distribution trends for $d > \sim 0.6\text{m}$ suggest that the

numerical results approximate the physical result with reasonable accuracy. A Kolmogorov-Smirnov test – a non-parametric statistical method which effectively compares the shape of two bivariate data distributions – was conducted to confirm that the tests were of negligible difference. Thus, the numerical plot can be considered a good representation of the physical development of FB with penetration depth. Results indicate that force on the core barrel increases approximately linearly from zero to a maximum value of 60kN at final penetration depth.

Therefore, and in conclusion, the assumptions made in defining the DEM simulations were valid and the model was considered calibrated. It is recommended that the model serve as a basis for further research into the improvement of soil recovery in offshore tubular vibrocores.

Références

- [1] Smith, D.G., "Vibracoring: A new method for coring deep lakes", *Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology*, 1998, 140(1), pp.433-440.
- [2] Weaver, P.P.E., Schultheiss, P.J., "Current methods for Obtaining, Logging and splitting Marine Sediment Cores", In: *Marine Geological Surveying and Sampling*, E.A. Hailwood et al. Eds., Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1990, pp. 85-100.
- [3] Lunne, T., Long, M., "Review of long seabed samplers and criteria for new sampler design", *Marine Geology*, 2006, 226(1-2), pp.145-165.
- [4] Skinner, L.C., McCave, I.N., "Analysis and modelling of gravity- and piston coring based on soil mechanics", *Marine Geology*, 2003, 199(1), pp.181-204.
- [5] Parker, W.R., Sills, G.C., "Observation of corer penetration and sample entry during gravity coring", In: *Marine Geological Surveying and Sampling*, E.A. Hailwood et al. Eds., Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1990, pp. 101-107.
- [6] De Nicola, A., Randolph, M.F., "The plugging behaviour of driven and jacked piles in sand", *Geotechnique*, 1997, 47(4), pp.841-856.
- [7] Randolph, M.F., Leong, E.C., Houlsby, G.T., "One-dimensional analysis of soil plugs in pipe piles", *Geotechnique*, 1991, 41(4), pp.587-598.
- [8] Wegener, S.B., "Application of a discrete element model to the analysis of granular soil recovery in an offshore tubular vibrocore", MSc dissertation, University of Cape Town, Cape Town, 2015, 144p.
- [9] Clayton, C.R.I., Siddique, A., Hopper, R.J., "Effects of sampler design on tube sampling disturbance – numerical and analytical investigations", *Geotechnique*, 1998, 48(6), pp.847-867.
- [10] Paikowsky, S.G., Whitman, R.V., Baligh, M.M., "A new look at the phenomenon of offshore pile plugging", *Marine Geotechnology*, 1989, 8(3), pp.213-230.
- [11] Cundall, P.A., Strack, O.D.L., "A discrete numerical model for granular assemblies", *Geotechnique*, 1979, 29(1), pp.47-65.
- [12] Ng, T., Meyers, R., "Side resistance of drilled shafts in granular soils investigated by DEM", *Computers and Geotechnics*, 2015, 68(7), pp.161-168.
- [13] Jiang, M., Yu, H.S., "Application of Discrete Element Method to Geomechanics", In: *Modern Trends in Geomechanics*, Wu, W. et al. Eds., Springer, Netherlands, 2006.



INFLUENCE DES CONSTANCES ELASTIQUES (MODULE ELASTIQUE ET COEFFICIENT DE POISSON) SUR LE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES : APPLICATION A LA GRAVE LATÉRITIQUE NATURELLE ET AU BETON BITUMINEUX

MBOPDA KAMDEM Alain Serge¹, SIKALI Florent²

^{1,2}Soil And Water Investigation S.A., Cameroun



RÉSUMÉ

Ce travail a pour objectif l'optimisation en qualité et en coût de la conception et le dimensionnement des chaussées, et se focalise sur la prise en compte de l'influence des constantes élastiques, particulièrement le module élastique et le coefficient de Poisson dans le dimensionnement rationnel des chaussées dans le domaine élastique. Le module d'élasticité et le coefficient de Poisson sont des constantes propres à chaque matériau, ils caractérisent le comportement élastique et viscoélastique du matériau. Des travaux préalables ont été faits sur le coefficient de poisson de la grave latéritique naturelle et du béton bitumineux, mais jusqu'à présent, aucun travail n'a été fait sur la détermination de la constante élastique pour la grave latéritique naturelle et le béton bitumineux au Cameroun. Ce travail est basé sur les simulations théoriques par le logiciel Alizé 3, et les essais de compression simple au laboratoire. Des valeurs sont arrêtées pour le module élastique et le coefficient de poisson de la grave latéritique naturelle et du béton bitumineux confectionné avec des matériaux locaux ; et leurs influences sur les épaisseurs des couches de roulement des chaussées. Les résultats obtenus dans le cadre de ce travail sont les suivants : Module élastique de la grave latéritique naturelle : 190 MPa et 120 MPa. Module élastique du béton bitumineux : 2050 MPa. Coefficient de poisson de la grave latéritique naturelle : 0,35 et 0,40. Coefficient de poisson du béton bitumineux : 0,40.

.....| **Mots clés :** Alizé 3, béton Bitumineux, coefficient de Poisson, grave latéritique naturelle, module élastique. ◀



ABSTRACT

This work has objective the optimization in quality and cost of the design and sizing of pavements, and focuses on taking into account the influence of elastic constants, particularly the modulus of elasticity and the poisson's ratio in the rational sizing of pavements in the elastic domain. The modulus of elasticity and the poisson's ratio are constants particular to each material, and they characterize the elastic and viscoelastic behavior of the material. Prior works have been carried out on the poisson's ration of natural lateritic gravel and asphaltic concretes, no work has been done on the determination of these elastic modulus for natural lateritic gravel and asphaltic concretes in Cameroon. This work is based on theoretical simulations on the Alizé 3 software package, and simple compression tests in the laboratory. Values were obtained for the elastic modulus and the poisson's ratio of natural lateritic gravel and asphaltic concrete obtained from local materials; and their influence on the thickness of surface courses were determined. The results obtained from this work are the following : Elastic modulus of natural lateritic gravel : 190 MPa and 120 MPa. Elastic modulus of asphaltic concrete : 2050 MPa. Poisson's ratio of natural lateritic gravel : 0.35 and 0.40. Poisson's ratio of asphaltic concrete : 0.40.

.....| **Key words :** Alizé3, asphaltic concrete, Poissons' ratio, natural lateritic gravel, elastic modulus. ◀

INTRODUCTION

Le dimensionnement des structures des chaussées est conditionné par la maîtrise de certains paramètres comme la déformation verticale, les sollicitations en traction et en compression, et les déformations et déflexions dans les différentes couches de chaussée. Ces paramètres dépendent des différents matériaux utilisés dans les différentes couches de chaussée.

La majorité des chaussées au Cameroun sont des chaussées

flexibles. Cependant, il n'y a pas encore de norme pour les constantes élastiques des différents matériaux locaux utilisés dans ces chaussées, ni une corrélation standard établie entre ces constantes et les hauteurs des différentes couches à mettre en œuvre dans les structures de chaussée. Ceci entraîne l'utilisation de valeurs issues des normes des autres pays pour le dimensionnement des chaussées, ce qui en résulte en la mauvaise conception des chaussées au pays : soit le sous-

dimensionnement ou le surdimensionnement. Le premier entraîne une mauvaise qualité de la route, aussi qu'une faible espérance de vie des chaussées conçus au Cameroun. Le dernier entraîne un gaspillage des ressources.

L'objectif général de cette étude est de montrer l'influence des constantes élastiques (module élastique et coefficient de poisson) sur le dimensionnement des chaussées avec une application à la grave latéritique naturelle et au béton bitumineux. Ce travail vise à déterminer, à partir des études théoriques et des essais de laboratoire, des valeurs de ces constantes élastiques pour les applications à la géotechnique routière. Ce travail se focalisera donc aussi sur la détermination du module élastique de la grave latéritique naturelle et du béton bitumineux, utilisé généralement le dimensionnement pour des couches de chaussées. Il sera articulé autour de 5 (cinq) objectifs

spécifiques structurés comme suit :

- ▶ Une présentation de la démarche généralement suivie pour le dimensionnement des chaussées.
- ▶ Rappels théoriques sur le coefficient de Poisson et le module élastique, ainsi que leurs caractérisations expérimentales pour les matériaux élastiques et viscoélastiques.
- ▶ La formulation du mélange de béton bitumineux utilisé pour cette étude sera présentée, ainsi que l'essai de compression simple utilisé pour déterminer le module élastique des éprouvettes.
- ▶ Les résultats obtenus lors des essais de laboratoire.
- ▶ L'analyse et l'application des résultats au dimensionnement des structures de chaussée.

LE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES

Le sol, dans son état naturel ne peut supporter un trafic sans subir des déformations importantes. Il est donc important de surmonter ce dernier d'un corps de chaussée pour rendre les contraintes admissibles au niveau du sol. Dimensionner une chaussée donc consiste à déterminer l'épaisseur des différentes couches constitutives de la chaussée en tenant compte des

conditions de trafic, de la nature du sol d'infrastructure, de la qualité des matériaux utilisés en corps de chaussée, des conditions environnementales, et de sa durée de vie (CEBTP 1984). Parce que les chaussées souples sont les plus fréquentes au Cameroun, nous nous focaliserons sur cette famille des chaussées.

DÉMARCHE SUIVIE POUR LE DIMENSIONNEMENT D'UNE STRUCTURE DE CHAUSSEE

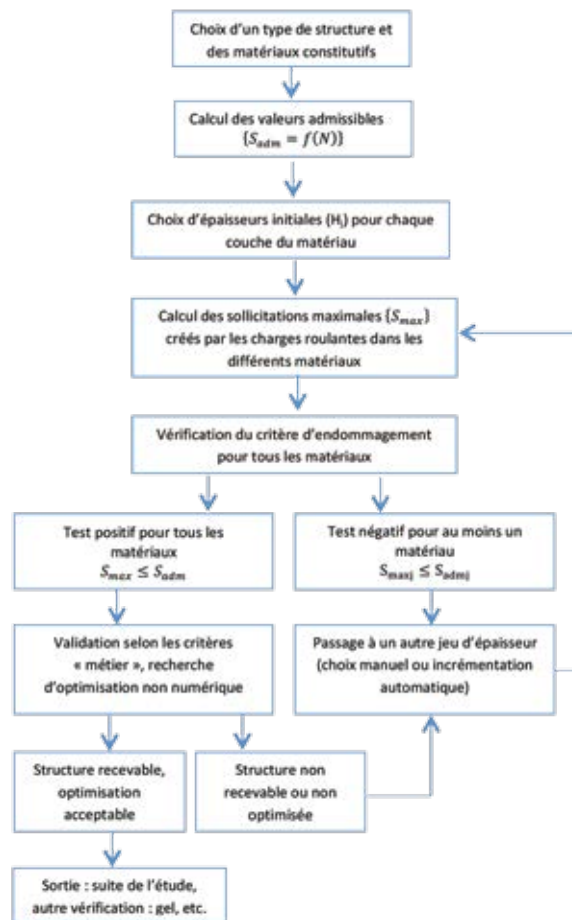


Figure 1 : Organigramme de Dimensionnement des chaussées par la méthode mécanistique

LES CONSTANTES ELASTIQUES

Le **module d'élasticité** ou **module de Young** est la constante qui relie la contrainte de compression ou de traction et le début des déformations d'un matériau élastique isotrope.

Le physicien britannique Thomas Young avait remarqué que le rapport entre la contrainte de traction appliquée à un matériau et la déformation qui en résulte (un allongement relatif) est constant, tant que cette déformation reste petite et que la limite d'élasticité du matériau n'est pas atteinte. La loi d'élasticité est la loi de Hooke :

$$\sigma = E\varepsilon \quad (1)$$

où :

- ▶ σ est la contrainte (en unité de pression) ;
- ▶ E est le module de Young (en unité de pression) ;
- ▶ ε est l'allongement relatif, ou déformation (adimensionnel).

Le **coefficient de Poisson** est le rapport entre la déformation latérale et la déformation longitudinale d'un solide à cause d'un changement infiniment petit de contrainte dans la direction longitudinale, sans aucun changement correspondant dans les autres directions (Wojciechowski 2005), comme illustré dans la figure suivante :

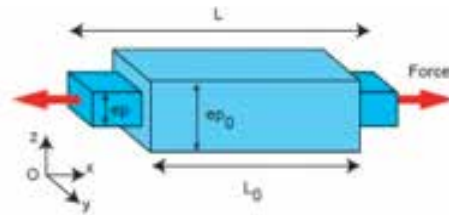


Figure 2 Changement de géométrie d'une éprouvette liée à l'effet Poisson

Il a été mis en évidence analytiquement par le mathématicien français Siméon Poisson, et se calcule au travers la formule suivante :

$$\nu = -\frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_L} \quad (2)$$

Où :

$$\varepsilon_T = \frac{e_p - e_{p_0}}{e_{p_0}} \quad \text{est la déformation transversale}$$

$$\varepsilon_L = \frac{L - L_0}{L_0} \quad \text{est la déformation longitudinale}$$

Généralement, pour les matériaux isotropes, ce coefficient est positif, c'est-à-dire, ils rétrécissent latéralement sous l'effet d'une contrainte de tension latérale. Il est généralement compris entre -1 et 0,50, et est théoriquement pris égal à 0,25 pour les matériaux isotropes. Si le coefficient de Poisson d'un matériau est égal à 0,50, le matériau est parfaitement incompressible.

METHODE DE DETERMINATION DU COEFFICIENT DE POISSON DU MODULE ELASTIQUE DU BETON BITUMINEUX ET DE LA GRAVE LATERITIQUE NATURELLE

L'essai qui a été utilisé pour la détermination du coefficient de poisson et du module élastique du béton bitumineux et de la grave latéritique naturelle est l'essai de compression simple.

ETUDE DU MÉLANGE DU BÉTON BITUMINEUX AU LABORATOIRE

La formulation a été faite en utilisant la méthode du L.C.P.C qui consiste, à partir d'un granulat simple ou composé, entrant dans le fuseau recommandé, à choisir une teneur en liant fonction de la surface spécifique calculée du granulat [Jeuffroy, 1985]. Néanmoins, pour ce travail, nous avons effectué les essais avec trois teneurs en liant différents : 5,5%, 6,0% et 6,5% pour rendre l'échantillonnage plus représentatif.

Les granulats utilisés pour la formulation du béton bitumineux proviennent d'une carrière de roche massif de ARAB CONTRACTORS (Entreprise de travaux publics égyptienne basée au Cameroun).

Les caractéristiques géotechniques des granulats sont présentées dans le tableau suivant :

CARACTÉRISTIQUES ETUDIÉES	VALEURS		
	Spécifications MINTP 30.003 - R	Gravier 5/10	Sable 0/5
Analyses Granulométriques			
% Refus à 1,50D	0	0	0
% Refus à D	< 15	6,1	0,15
% Tamis à d	< 15	16,2	9,0
% Tamis à 0,63d	< 3	4	-
% Refus à 0,5(d+D)	33 à 66	56,9	68
Poids Spécifique (t/m ³)	-	2,73	2,850
Densité Apparente (t/m ³)	-	1,82	1,901
Coefficient d'Aplatissement (%)	< 20	11,5	-
E.S	> 40	-	Piston 65 Visuel 75
Propreté superficielle (%)	< 1	1,5	-
Los Angeles (5/10)	< 25	34,5	-
Micro Dural humide (5/10)	< 20	30,9	-

Tableau 1 : Caractéristiques des Granulats Utilisés Pour La Formulation du Béton Bitumineux

Le liant utilisé au laboratoire pour les formulations est un bitume pur de classe **60/70 (spécifications MINTP 30.003 – R)** fourni par la compagnie TOTAL FINA ELF avec les caractéristiques suivantes :

Essais	Résultats	Spécifications MINTP 30.003 – R
Pénétrabilité à 25°C, 100g, 5s, 1/10 mm	65	60 - 70
Point de ramollissement (méthode bille et anneau ASTM en °C)	50,5	43 - 56
Densité relative à 25°C (au pycnomètre) T/m3	1,005	1,00 – 1,10
Perte de masse au chauffage à 163 °C (%)	0,05	< 1

Tableau 2 : Caractéristiques du liant hydrocarboné utilisé pour la formulation du béton bitumineux

Les compositions granulométriques qui nous ont permis de rester le plus proche du fuseau de référence sont les suivantes :

N°	Proportions des granulats		Proportion du bitume pur 60/70
	Gravier 5/10	Sable 0/5	
1	50%	50%	5,5%
2	50%	50%	6,0%
3	50%	50%	6,5%

Tableau 3 : Compositions des bétons bitumineux

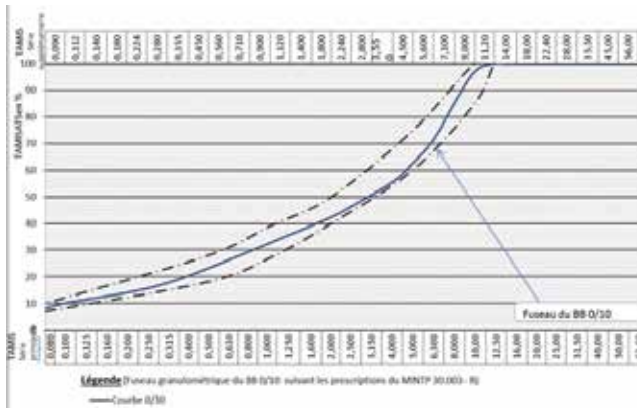


Figure 3 : Courbe granulométrique des granulats dans le fuseau du béton bitumineux 0/10.

CARACTÉRISTIQUES DES GRAVES LATÉRIQUES NATURELLES (GLN) UTILISÉES

Pour cette étude, nous nous intéressons à deux échantillons de GLN prélevés dans le projet de construction de la route Nding – Bouam (région du Centre au Cameroun) à savoir :

- ▶ Échantillon 1 : Grave latéritique argileuse rougeâtre prélevée en plate forme au PK 25+780 à la profondeur 0,00-1,05 m
- ▶ Echantillon 2 : Grave latéritique argileuse rougeâtre d'emprunt du PK 47+320 prélevée à la profondeur 0,15-1,50 m

Les fiches géotechniques de ces GLN sont les suivantes :

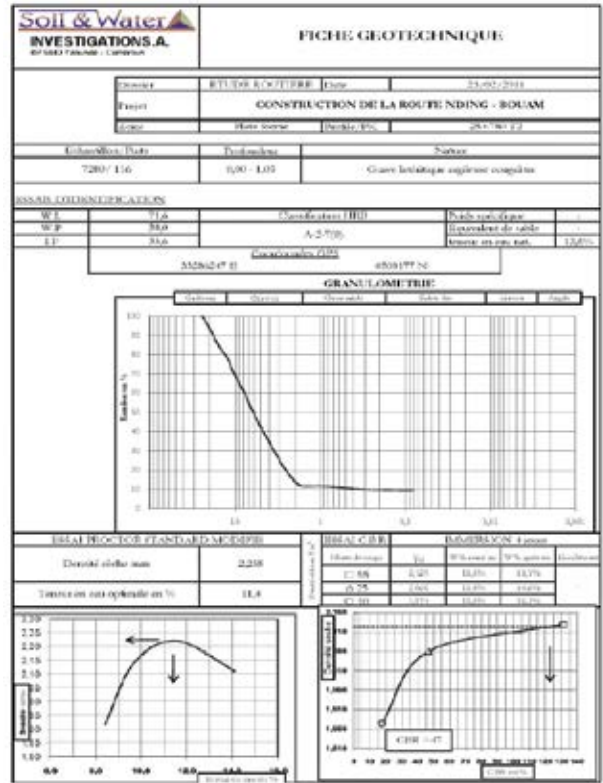


Figure 4 : Fiche géotechnique de l'échantillon 1

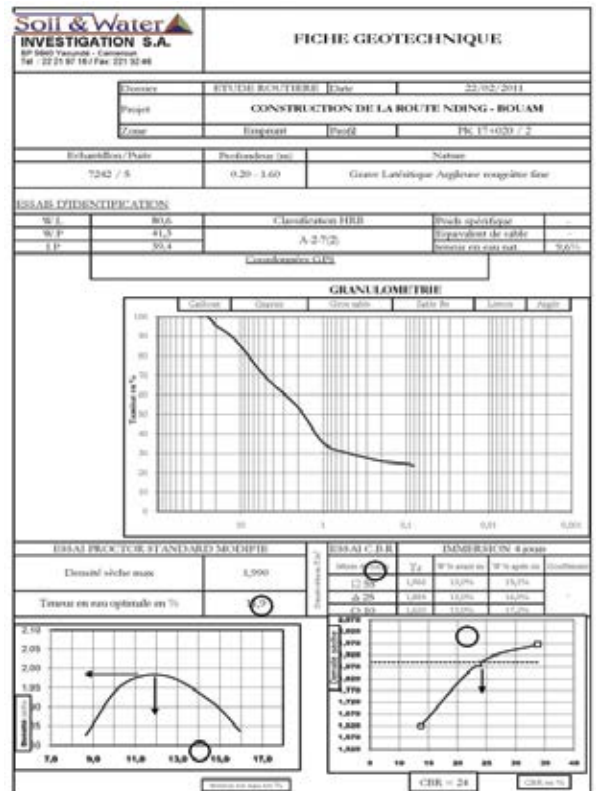


Figure 5 : Fiche géotechnique de l'échantillon 2

CONFECTION DES ÉPROUVETTES

Béton bitumineux

Une fois les matériaux passés à l'étuve et mélangés dans les proportions calculées, ils sont laissés à l'étuve, ainsi que tout le matériel nécessaire à la confection des éprouvettes pendant 24 heures à une température de 150°C. La quantité nécessaire du liant est mesurée et chauffée à 150°C, et mélangé aux granulats jusqu'à l'obtention d'un mélange homogène appréciable à l'œil nu. Le mélange obtenu est remis à l'étuve pendant une heure à une température de 150°C.

Les éprouvettes sont fabriquées à l'aide des moules Duriez et de la presse à béton. Les moules d'essai sont sortis un par un de l'étuve pour remplissage. Les prélèvements de 1000 g sont pesés et introduites en une seule fois dans les moules légèrement graissés au moyen d'un pinceau. Les moules sont déposés sur le plateau porte-moules de la presse, et une pression de 60 kN est appliquée de façon statique pendant 5 minutes.

Les éprouvettes sont démoulées après complet refroidissement, et placées sur une surface plane à température ambiante, afin d'éviter toute déformation.

Les éprouvettes ainsi confectionnés ont une hauteur autour de 80mm et un diamètre de 80mm, ce qui donne un élancement sensiblement égal à 1. Il n'y a donc pas de risque de flambement ou d'instabilité élastique. Il est à noter que cette géométrie est imposée par le matériel disponible, car les embases des moules Duriez occupent la moitié de la surface intérieur du moule.



Figure 6: Éprouvettes de BB confectionnées au laboratoire SOIL & WATER INVESTIGATION S.A

Grave latéritique naturelle

Les éprouvettes testées sont de forme cylindrique (80 mm de diamètre, 160 mm de hauteur pour une masse d'environ 1900 g). L'idéal serait de prélever des éprouvettes de matériau directement sur le chantier par carottage, mais cette technique est difficilement utilisable pour les graves non traitées, qui sont des matériaux de faible cohésion. Le matériau étant graveleux et très compact, l'éprouvette extraite du tube carottier ne peut pas être facilement taillée à une longueur déterminée de façon à avoir une surface plane en bout.

RESULTATS DES ESSAIS

Trois courbes ont été tracées : une avec la contrainte en MPa en fonction de la déformation radiale, une avec la contrainte en MPa en fonction de la déformation axiale, qui nous permettent d'apprécier le domaine élastique de l'éprouvette étudiée et une troisième avec la déformation axiale en fonction de la déformation radiale, ceci dans le domaine élastique du matériau. La pente de la courbe déformation axiale – déformation radiale

La confection et la mise en place des éprouvettes sont des opérations importantes pour la qualité des résultats d'essai. Les éprouvettes ont un diamètre de 80 mm et une hauteur de 160 mm. Elles sont fabriquées à l'aide des moules Duriez et de la presse à béton. Elles sont compactées de façon statique pendant 5 minutes sous une pression d'environ 60 kN. Elles sont confectionnées à une densité et une teneur en eau voisine de celle de l'OPM (Optimum Proctor Modifié). La figure ci-dessous présente le système de confection d'éprouvette (figure IV.9). Pour chacun des deux échantillons, 11 éprouvettes ont été confectionnées.



Figure 7: Confection des éprouvettes de grave latéritique naturelle

COMPRESSION SIMPLE DES ÉPROUVETTES

Les éprouvettes sont compressées à la presse à béton électronique, à une vitesse de 1 mm/min. La variation du diamètre des éprouvettes est relevé pour des variations de hauteur de pas 0,1mm. Pour ce faire, trois comparateurs de précision 0,01 mm sont montés sur des supports magnétiques pour avoir les déformations axiales et latérales. Le premier comparateur donne la variation de hauteur, le deuxième et le troisième donnent le gonflement de l'éprouvette.



Figure 8: Dispositif utilisé pour l'essai de compression simple



Figure 9: Éprouvette de BB à la rupture, après compression simple

nous permet d'avoir le coefficient de Poisson de l'éprouvette et La pente de la courbe contrainte – déformation axiale dans le domaine élastique nous permet d'avoir le module élastique de l'éprouvette

Les contraintes sont tracées en fonction des déformations axiales, pour déterminer le domaine élastique de l'éprouvette (figure 9).

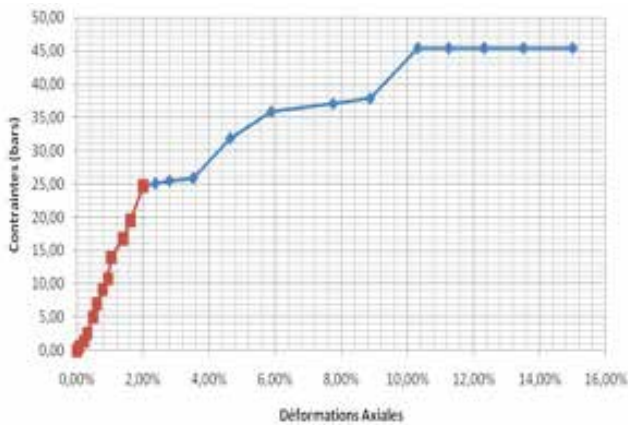


Figure 9 : Courbe des Contraintes en fonction des déformations axiales d'une éprouvette de BB

Dans la figure ci-dessus, le domaine élastique de l'éprouvette est représenté par la partie rouge des courbes, et c'est dans ce domaine que le coefficient de poisson sera déterminé.

En fin, les valeurs de déformations axiales sont tracées en fonction des déformations radiales et la pente calculée pour avoir le coefficient de poisson de l'éprouvette et les contraintes en fonction des déformations axiales pour avoir le module d'élasticité, comme montré dans la figure ci-dessous (figure 10) :

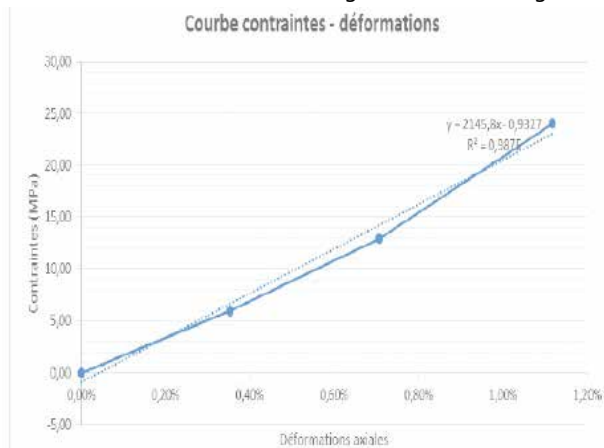


Figure 10 : Courbe des Contraintes en fonction des Déformations Axiales pour une éprouvette de BB

La pente de la courbe ci-dessus est de 2145,8 qui donne la valeur du module élastique de l'éprouvette, donc l'éprouvette testée a un module d'élasticité de 2145,8MPa.

Ces résultats corroborent avec les études de (Tan, Low et Fwa 1993) qui ont montré, à partir des essais de compression triaxiales, que les enrobés bitumineux ont un comportement viscoélastique linéaire pour des déformations inférieures à 2%.

Les autres résultats sont présentés ci-dessous :

RÉSULTATS OBTENUS AVEC LE BB

Teneur en liant	Moyenne de E (MPa)	Moyenne de ν
5,5%	2059,95	0,38
6,0%	2014,02	0,39
6,5%	2085,78	0,41

Tableau 4 : Coefficients de Poisson et module élastique pour les éprouvettes de BB

RÉSULTATS OBTENUS AVEC LE BB

Échantillons	Moyenne de E (MPa)	Moyenne de ν
1 : CBR = 47%	1874,53	0,326
2 : CBR = 24%	1141,26	0,360

Tableau 4 : Coefficients de Poisson et module élastique pour les éprouvettes de BB

ANALYSE DES RESULTATS ET APPLICATION AU DIMENSIONNEMENT DES CHUSSEES

Deux types de structure de chaussée seront considérés : une structure bicouche et une structure tricouche.

ANALYSE DES RÉSULTATS

On remarque que pour une grave latéritique naturelle, la valeur du module élastique est proportionnelle à celle du CBR.

En traçant la courbe du module élastique en fonction du teneur en liant, la figure suivante est obtenue (figure 11) :

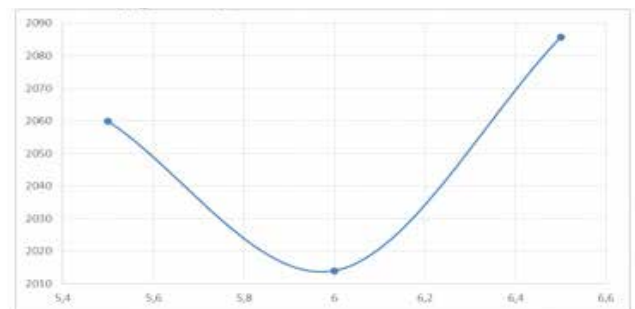


Figure 11 : Module élastique en fonction de la teneur en liant d'une éprouvette de BB

Cette courbe peut s'expliquer par le fait qu'une augmentation en teneur en liant augmente la cohésion entre les granulats dans le béton bitumineux, et diminue les vides, donc rend le béton bitumineux plus compact et plus rigide. Néanmoins, d'après (Jeuffroy 1985), si la teneur en liant est supérieure à 6,5%, le liant cesse de jouer son rôle et devient plutôt un lubrifiant, permettant aux granulats de glisser les uns sur les autres. Le béton bitumineux perd donc son caractère viscoélastique et devient plastique.

- Puisque l'écart entre ces valeurs de E n'est pas très grand, la moyenne des trois valeurs sera calculée et arrêtée pour le module élastique des bétons bitumineux.

Nous avons donc :

$$E = \frac{2059,95 + 2014,02 + 2085,78}{3} = 2053,25 \cong 2053 \text{ MPa}$$

Donc nous arrêtons :

$$E = 2053 \text{ MPa}$$

APPLICATION AU DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉE

Démarche suivie

La démarche suivante a été adoptée pour l'application :

- ▶ Les épaisseurs des autres couches de chaussée, ainsi que les caractéristiques mécaniques de leurs matériaux constitutifs ont été fixées à la base des travaux antérieures et des guides de recommandations pour le dimensionnement des chaussées,
- ▶ Les limites admissibles ont été déterminées pour chacun des matériaux constitutifs de la chaussée,
- ▶ Pour chaque valeur de E et de ν , l'épaisseur de la couche de roulement en BB a été variée pour trouver le minimum qui satisfait à tous les critères de dimensionnement,
- ▶ Trois valeurs de E et quatre valeurs de ν ont été utilisés pour les simulations : **E = 2018MPa**, **E = 2000MPa** et **E = 2053MPa** ; ainsi que **$\nu = 0,35$** proposé par le CEBTP, **$\nu = 0,36$** , **$\nu = 0,42$** et **$\nu = 0,42$** issues des résultats des essais au laboratoire.

Matériaux	CBR	E (bars)	ν
Béton Bitumineux (BB)	-	20500	0,40
Grave Bitume (GB)	-	20000	0,35
Grave Latéritique Naturelle (GLN) en couche de fondation	47	1900	0,40
Grave Latéritique Naturelle (GLN) en plateforme	24	1200	0,35

Tableau 6 : Caractéristiques des matériaux utilisés dans les couches des chaussées

- ▶ Les simulations sont effectuées en considérant un trafic T3.
- ▶ Le tableau 7 donne un récapitulatif des calculs des limites admissibles pour les différents matériaux :

Grandeur	Symbole	Unité	Valeur
Déformation transversale admissible pour BB	$\epsilon_{t \text{ adm}}$	10^{-6}	314,2
Déformation transversale admissible pour GB	$\epsilon_{t \text{ adm}}$	10^{-6}	107,0
Contrainte verticale admissible pour la GLN	$\sigma_{z \text{ adm}}$	MPa	0,32
Déformation verticale admissible pour la GLN	$EZ_{\text{ adm}}$	10^{-6}	626
Déflexion admissible	$D_{\text{ adm}}$	mm/100	65

Tableau 7 : Limites Admissibles Pour le Dimensionnement Des Chaussées pour un trafic T3

- ▶ La structure de chaussée bicouche ci-après est considérée pour les simulations, avec les épaisseurs des différentes couches prises du (CEBTP 1984) :

Couche de Roulement	BB :	H_1	$E_1 = 2050 \text{ MPa}$	$N_1 = 0,40$
Couche de Base	GB :	$H_2 = 15 \text{ cm}$	$E_2 = 2000 \text{ MPa}$	$N_2 = 0,35$
Plate forme	GLN :	$H_3 = \infty$	$E_3 = 120 \text{ MPa}$	$N_3 = 0,35$

Figure 12 : Structure de chaussée Bicouche utilisée pour les simulations

- ▶ La structure de chaussée considérée pour les simulations est celle proposée par le laboratoire SOIL & WATER INVESTIGATION S.A pour l'étude du renforcement de la voirie de Bafoussam (SOIL & WATER INVESTIGATION S.A 2008), parce que les épaisseurs des différentes couches sont dans les marges des recommandations du CEBTP. Cette structure est illustrée dans la figure suivante :

Couche de Roulement	BB :	H_1	$E_1 = 2050 \text{ MPa}$	$\nu_1 = 0,40$
Couche de Base	GB :	$H_2 = 12 \text{ cm}$	$E_2 = 2000 \text{ MPa}$	$\nu_2 = 0,35$
Couche de fondation	GLN :	$H_3 = 25 \text{ cm}$	$E_3 = 190 \text{ MPa}$	$\nu_3 = 0,40$
Plate forme	GLN :	$H_4 = \infty$	$E_4 = 120 \text{ MPa}$	$\nu_4 = 0,35$

Figure 13 : Structure tricouche de chaussée

Après simulation, les résultats ci-après sont obtenus :

Les résultats ci-dessus peuvent se resumer dans le tableau qui suit :

E (MPa)	Epaisseur de la couche de roulement			
	0,35	0,36	0,42	0,43
2000	4	4	4	4
2018	5	5	5	5
2087	5	5	5	5

Tableau 8 : Epaisseurs minimales de la couche de roulement des chaussées bicouches en fonction des modules d'élasticité et du coefficient de poisson

E(MPa)	Epaisseur de la couche de roulement			
	0,35	0,36	0,42	0,43
2000	6	5	5	5
2018	6	5	5	5
2087	5	5	5	5

Tableau 8 : Epaisseurs minimales de la couche de roulement des chaussées bicouches en fonction des modules d'élasticité et du coefficient de poisson

D'après ces tableaux, on conclut que pour les chaussées flexibles, une variation de coefficient de poisson avec un module d'élasticité constante n'influe pas sur l'épaisseur finale de la couche de roulement, alors qu'un changement de module d'élasticité avec un coefficient de poisson constant, a une influence sur cette épaisseur.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif général de cette étude était de montrer l'influence des constantes élastiques (module élastique et coefficient de poisson) sur le dimensionnement des chaussées avec une application à la grave latéritique naturelle et au béton bitumineux. De ce fait, il a fallu déterminer expérimentalement le module élastique et le coefficient de poisson des graves latéritiques naturelles et des mélanges de béton bitumineux formulés à partir des matériaux locaux, afin de pouvoir proposer des valeurs optimales normées pour les valeurs de ces constantes, et les épaisseurs des couches des structures de chaussées.

Pour atteindre cet objectif, il a été réalisé des essais de compression simple sur quatre-vingt-dix échantillons de béton bitumineux et deux familles d'échantillons de grave latéritique naturelle afin d'en déduire les valeurs expérimentales de leur module élastique et coefficient de poisson. En se basant sur certaines hypothèses, nous sommes arrivés à montrer l'influence de la variation de ces deux constantes élastiques dans le choix des épaisseurs de couches et par conséquent dans le coût de réalisation d'une structure de chaussée.

Il ressort donc de ce travail que pour les structures de chaussée bicouche, la qualité et le coût de réalisation des couches de roulement en BB n'est pas très influencé par

le coefficient de poisson, alors que pour les structures de chaussée tricouche, une surestimation ou une sous-estimation du coefficient de Poisson entraînerait un surdimensionnement ou un sous-dimensionnement d'une structure de chaussée qui ne passerait pas inaperçu sur la qualité et le coût de la réalisation de cette structure de chaussée.

Pour les chaussées flexibles, une variation de coefficient de poisson avec un module d'élasticité constante n'influe pas sur l'épaisseur finale de la couche de roulement, alors qu'un changement de module d'élasticité avec un coefficient de poisson constant, a une influence sur cette épaisseur.

Notons que pour le BB, après les essais effectués à SOIL AND WATER INVESTIGATION S.A, nous avons obtenu comme module élastique $E = 2053 \text{ MPa}$, 4 cm pour l'épaisseur minimale des structures de chaussée bicouche, et 5cm pour l'épaisseur minimale des structures tricouche, et que la valeur du module élastique de la grave latéritique naturelle est proportionnelle à celle du CBR : pour l'échantillon 1 de $\text{CBR} = 47$, $E = 190 \text{ MPa}$ et : pour l'échantillon 2 de $\text{CBR} = 24$, $E = 120 \text{ MPa}$.

PERSPECTIVES

Comme perspectives, nous proposons :

- ▶ d'effectuer les études similaires sur les enrobés formulés avec les granulats venant d'autres carrières, pour investiguer l'influence des granulats sur les constantes élastiques (module élastique et coefficient de poisson) des BB,
- ▶ d'effectuer une étude similaire sur la Grave Bitume afin de pouvoir le caractériser entièrement,

- ▶ de rassembler toutes ces valeurs des constantes élastiques, et faire des simulations basées sur des hypothèses plus globales, afin de proposer un catalogue de dimensionnement des chaussées propre aux matériaux locaux camerounais pour les différents trafics et classes de sol de plateforme.

Références bibliographiques

- [1] Messi, Toh et Sikali. : « Influence du coefficient de poisson sur le dimensionnement des chaussées : application au béton bitumineux », 2014.
- [2] Madjadoumbaye, J., Lezin S.M, Magoua, P., Sandeu, F.T., Tamo, T.T. Poisson's Ratio in the Choice of Thicknesses of Layers of a Pavement Structure in Lateritic Natural Grave, International Journal of Latest Research in Science and Technology, 2011, 1(2). 65 - 68.
- [3] Wojciechowski, K. W. « Poisson's ratio of anisotropic systems. Computational Methods In Science and Technology », 2005, 11, 1.
- [4] SIKALI Florent, MUNDI E, « comportement et caractéristiques élastiques et viscoélastiques d'une latérite », 1980.
- [5] E. KENGNJSU MUNDI, Ph. D., « Basic topics in geotechnical engineering (for the Cameroonian Engineer) », 1980.
- [6] CEBTP, « Guide Pratique De Dimensionnement Des Chaussées Pour Les Pays Tropicaux », Paris : Ministère Des Relations Extérieures, Coopération et Développement, France, 1984.
- [7] MINTP, « Recommandations Pour Les Travaux Routiers Au Cameroun », Yaoundé, MINTP, 1980
- [8] SOIL & WATER INVESTIGATION S.A. « Etude géotechnique de renforcement de la voirie de Bafoussam (carrefour auberge – camp militaire) », Yaoundé: SOIL & WATER INVESTIGATION S.A, 2008, Rapport N°1431/ERO/SWI/08
- [9] Zhang, J. J., & Bentley, L. R., « Factors Determining Poisson's Ratio. CREWES Research Report », Vol.17, 2005



BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS ON LAYERED SOIL

Khalid Abd- Elrazeg Ahmed Mohamed, Building and Road Research Institute, University of khartoum.

SUMMARY

Traditional bearing capacity theories for determining the ultimate bearing capacity of shallow foundations assume that the bearing stratum is homogenous and infinite. However this is not true in all cases. Layered soils are mostly encountered in practice. The ultimate bearing capacity of shallow foundation subject to axial vertical loads resting on soil consisting of two layers has been investigated for two cases of stiff clay overlying loose sand or medium dense sand . Experimental model was constructed; it consists of a circular tank, frame and five circular steel plates ranging from 75 to 250 mm. The tank is 60cm in diameter, and 60 cm in the height. The height was divided in two parts, the upper part (15cm) in which the stiff clay was compacted at optimum moisture content and the bottom part in which the sand compacted to the required relative density. A total of 11 tests were conducted. For each test, load versus settlement curves were plotted and with the help of load-settlement curves, the ultimate bearing capacity of soil was determined.

OBJECTIVE OF THE STUDY

This is an experimental study to predict the ultimate bearing capacity of stiff clay overlying loose sand and medium dense sand.

METHODOLOGY

The best estimation of bearing capacity and settlement on layered soil are possible only, if the pressure-settlement characteristics of the foundation-soil are known for the size of the footing. In the present investigation attempt has been made to study the bearing capacity and settlement characteristics of footings subjected to central vertical load and resting on layered soil with the help of model, the experimental tank in which the soil was placed, steel plates represent the foundation and loading system. The tank was 60cm diameter and was divided in two parts ,the upper part (15cm) in which the stiff clay was compacted at optimum moisture content and the bottom part in which the sand was placed at the required relative density. Circular steel plates with different diameters ranging from 75mm to 250mm, with a constant thickness of 15 mm were used as foundations. A total of 11 tests were conducted. For each test, load versus settlement curves were plotted and the ultimate bearing capacity of soil was determined.

PROPERTIES OF SOILS USED IN PLATE LOAD TESTS

Tables 1 and 2 present the properties of the tested soil

Properties	
Finer than 0.075mm (%)	89
Specific gravity G.S	2.72
Maximum dry density	1.55 g/cm ³
Optimum moisture content	25%
Liquid limit	38
Plastic limit	23
Plastic index	15
Angel of internal friction	21
clay classification	Clay low plastic (CL)

Tableau 7 : Limites Admissibles Pour le Dimensionnement Des Chaussées pour un trafic T3

Properties	Dr30%	Dr50%
Finer than 0.075 mm (%)	23	23
Specific gravity G.S	2.731	2.731
Maximum density(g/cm ³)	1.659	1.659
Minimum density(g/cm ³)	1.358	1.358
dry density	1.43 g/cm ³	1.491 g/cm ³
moisture content	1.7%	1.7%
Cohesion	6 kpa	7 kpa
Angle of fraction ϕ	32°	33°
Sand classification	Silty sand (SM)	Silty sand (SM)

Table 2 properties of sand used in the experimental study

TEST METHOD

The clay was compacted in the upper layer at optimum moisture content to maximum dry density whereas the sand was placed to required relative density. The steel plate foundation was placed at the center of the top layer. The jack was fixed at the center of the steel plate in contact with the reaction beam of the frame. The load cell and Transducers were connected to the data

logger to read every second. The load was applied by hydraulic jack at constant rate until failure occurs.

In total, eleven tests were performed. One test was performed on homogenous stiff clay, five tests were performed on stiff clay overlying loose sand (Dr 30%), and five tests on stiff clay overlying medium dense sand.

TEST RESULTS AND ANALYSIS

The tests were conducted one on homogenous stiff clay, five tests on stiff clay overlying loose sand (Dr 30%) and five tests on stiff clay overlying medium dense sand. Circular steel plates of size 75 mm, 100 mm, 150mm, 200mm and 250 mm were used. The thickness of all plates is 20 mm. Load-settlement curves are plotted for each size of test plate. For comparison load-settlement graph for all plate sizes are plotted Fig.1 and 2.

The ultimate bearing capacities of the circular test plates are calculated by both intersection tangent method and log-log method as shown in table 3, 4 and Fig. 3.

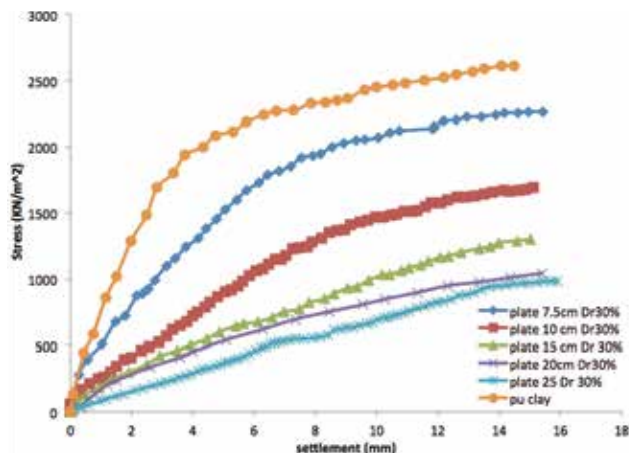


Figure 1 pressure settlement curve Dr=30% and pure clay

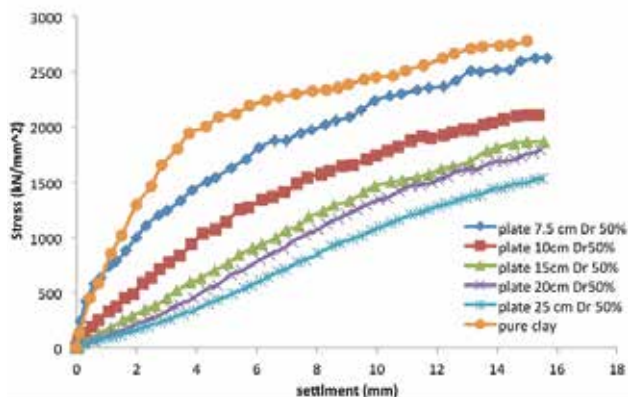


Figure 2 pressure settlement curve Dr=50% and pure clay

Test No.	Plate diameter (mm)	H/D	Ultimate bearing capacity (kN/m ²)	
			Experimental model	
			Log - Log method	Tangent method
1	75	2	1970	1841
2	100	1.5	1520	1421
3	150	1	1300	1124
4	200	0.75	900	1000
5	250	0.6	-	913
6	Pure clay	----	2115	2013

Table 3 Ultimate bearing capacity results by experimental tests Dr30%

Test No.	Plate diameter (mm)	H/D	Ultimate bearing capacity (kN/m ²)	
			Experimental model	
			Log - Log method	Tangent method
1	75	2	1970	1942
2	100	1.5	1678	1622
3	150	1	1408	1360
4	200	0.75	1310	1280
5	250	0.6	-	1219
6	Pure clay	----	2115	2013

Table 4 Ultimate bearing capacity results by experimental tests Dr50%

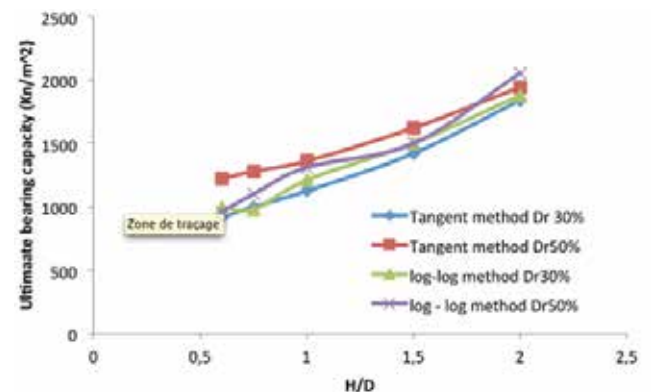


Figure 3 pressure with H/D



MODIFIED BEARING CAPACITY FACTOR (N_c^*)

The angle of friction for the clay is 22-23 and the corresponding bearing capacity factor N_c is 16.88-18.05 ($q_u = cN_c + qN_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$), this is true when the stiff clay is extend to a great depth in which the stresses does not reach the loose sand. Because the case under consideration is different so a reduction in N_c value should be made. The new values of N_c will be as shown in Fig. 4 and 5.

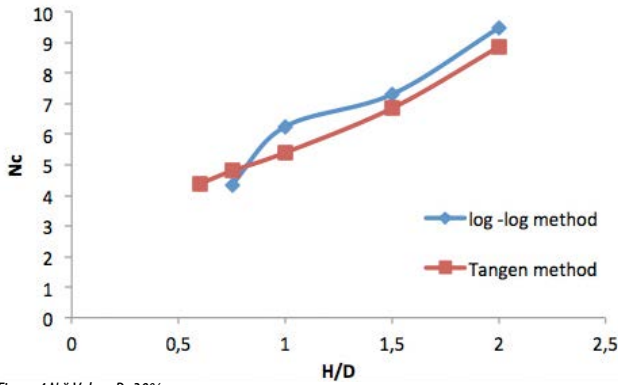


Figure 4 N_c^* Values Dr 30%

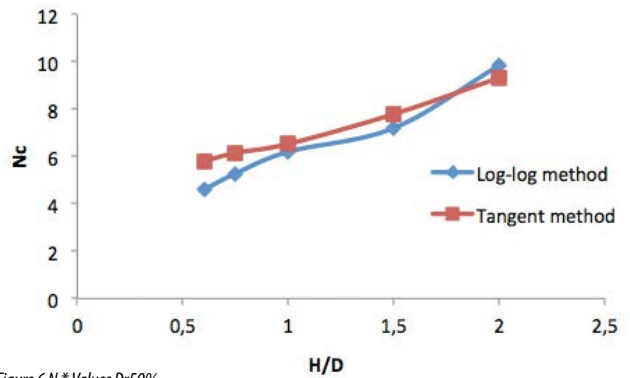


Figure 6 N_c^* Values Dr 50%

LOAD-SETTLEMENT CURVES

- ▶ The load-settlement curves show a nonlinear pattern as shown in Figures 1& 2 and the settlement increases with increasing the applied load until failure attained.
- ▶ Ultimate bearing capacity increase with increase of the top layer thickness as an example for $H/D = 0.6$ $q_u = 913$ kN/m² when using Tangent method where $q_u = 1841$ kN/m² for $H/D = 2$ for the same method.

CONCLUSION

- ▶ For foundations resting on stiff clay overlying weak sand layer soil, when the footing area decreases, the bearing capacity of the foundation increases.
- ▶ If the ratio between the height of the upper layer and the diameter of steel plate H/D increases, the ultimate bearing capacity will increase.
- ▶ The experimental results become more close to the Meyerhof and Hanna equation results with the increase of test plate size.
- ▶ The ultimate bearing capacity increases when the relative density of the lower layer increases.
- ▶ There is still a decrease in the ultimate bearing capacity with the increase in the test plate size even with medium dense sand with a relative density equal 50 %.
- ▶ Ultimate bearing capacity (q_u) decreases linearly with H/D for Meyerhof and Hanna whereas it decreases in non-linear for the experimental results, the same behavior was obtained for the bearing capacity factor (N_c^*) when plotted against H/D .

Références

- [1] Braja M. Das (2009), Shallow Foundations – Bearing Capacity and Settlement – Second Edition.
- [2] Braja M. Das (2007), principles of foundation engineering, sixth edition
- [3] Bowles J.E. (1988). Foundation analysis and design, 4th Ed., McGraw-Hill, New York, N.Y.
- [4] Hanna, A. M. & Meyerhof G. G. (1980), Design Charts for Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Sand Overlying Soft Clay. Canadian Geotechnical Journal.
- [5] Hanna, A. M. & Meyerhof G. G. (1981), Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads. Canadian Geotechnical Journal.
- [6] Hanna, A. M. (1981), Foundations on Strong Sand Overlying Weak Sand. Journal of Geotechnical Engineering.
- [7] Hanna, A. M. (1982), Foundations on a Weak Sand Layer Overlying a strong deposit. Canadian Geotechnical Journal.
- [8] Hanna, A. M. (1981), Experimental Study on Footings in layered Soil. Journal of Geotechnical Engineering.
- [9] Sanjeev K. V., Pradeep J. & Rakesh K. (2013), Prediction of Bearing Capacity of Granular Layered Soils plate Load Test. International Journal of Advanced Research and Studies.
- [10] Carlos Abou Farah, (2014), Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Layered Soils. Canada

MODELISATION OF PILE BEHAVIOUR UNDER CYCLIC AXIAL LOADING WITH A T-Z MODEL

MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE AXIAL À L'AIDE D'UNE LOI T-Z

Zineb Abchir¹, Sebastien Burlon¹

¹ Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux, IFSTTAR, France



SUMMARY

Deep foundations are used for a wide range of structures and could be solicited both by permanent loads and variable loads. In the case of variable loads, the stresses imposed to the deep foundation could be cyclic. Indeed, different types of on-shore and off-shore structures are solicited by cyclic loads because of wind, waves or other factors. Actual design standards of deep foundations (EUROCODE 7, API) emphasize on the importance of taking into account the cyclic loading without precising any method. The present article, proposes a new t-z model so as to estimate the settlement of the pile and the evolution of the pile capacity during a cyclic loading in sandy soil. This t-z model uses a parameter to estimate the shaft friction degradation around the pile. This parameter is calculated using ABC method which has been developed in Imperial College. The new model is used in the modelisation of a theoretical pile and the results of different combinations of loads are discussed. The influence of the mean load, cyclical amplitude and number of cycles on settlements and pile capacity are also analyzed.

Key words : piles, cyclicload, sand, pile capacity, t-z model.



RÉSUMÉ

Les fondations profondes sont utilisées pour une large gamme de structures subissant à la fois des charges permanentes et des charges variables. Dans le cas des charges variables, les sollicitations subies par les fondations profondes peuvent avoir un caractère cyclique. Ainsi, différents types de structures terrestres et maritimes sont chargées cycliquement à cause de l'effet du vent, de la houle ou d'autres facteurs. Les règlements actuels de dimensionnement des fondations profondes (EUROCODE 7, règles API) soulignent l'importance de la prise en compte de ce caractère cyclique du chargement sans proposer de méthodes précises. Le présent article propose un nouveau modèle t-z afin de prévoir les déplacements en tête de pieu ainsi que l'évolution de la capacité portante du pieu au cours d'un chargement cyclique axial dans le sable. Il intègre un paramètre gérant la dégradation du frottement axial autour du fût du pieu au cours d'une telle sollicitation. Ce paramètre est estimé à l'aide de la méthode ABC développée à l'Imperial College. Le modèle proposé est testé sur un pieu théorique et les résultats de différentes combinaisons de chargement sont présentés. Les effets de la charge moyenne, de l'amplitude du chargement cyclique et du nombre de cycles sur les déplacements et la capacité portante du pieu sont également analysés.

INTRODUCTION

Les fondations profondes d'une large gamme d'ouvrages géotechniques subissent une forte composante de sollicitation cyclique. Les structures soumises à l'action du vent, de la houle ou des charges roulantes en sont quelques exemples. Malgré le nombre d'ouvrages concernés, peu de solutions pratiques au niveau de l'ingénierie ont été apportées pour résoudre le problème complexe de la prévision du comportement des pieux sous chargement cyclique. Les règlements actuels de dimensionnement des fondations profondes (NF P 94-262, Eurocode 7) n'apportent que peu de recommandations pour prendre en compte ce caractère cyclique des sollicitations.

Le chargement cyclique impacte le comportement du pieu. En effet, les cycles successifs de charge et de décharge provoquent

une accumulation des déplacements permanents en tête de pieu ([2,7]). Afin de prendre en compte les effets de cette accumulation de déplacements, trois grandes méthodes ont été développées pour calculer les déplacements d'un pieu isolé: la méthode des courbes de transfert (méthode t-z), les méthodes des milieux continus comme la méthode des éléments finis et la méthode d'élasticité utilisant les équations de Mindlin ([6]). Le présent article privilégie la méthode des courbes de transfert. Le modèle t-z sur lequel se base le présent article est celui présenté par Burlon et al. ([1]). Il représente une extension de la loi t-z formulée par Frank et Zhao ([3]) qui permet de calculer les tassements d'un pieu uniquement sous charge statique axiale. Ce modèle t-z cyclique (modèle TZC) est apte à rendre compte

des principaux effets des chargements cycliques observés en laboratoire : l'adaptation, et le rochet ([5]). Il permet également d'imposer un durcissement ou une dégradation du frottement axial et de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique. Cette amplitude de durcissement ou de dégradation cyclique peut être calculée selon différentes méthodes. Dans cet article, la dégradation est calculée en s'inspirant de la méthode ABC développée par l'Imperial College dans le cadre du projet

LE MODELE TZC

Le modèle de calcul des déplacements des pieux soumis à un chargement cyclique axial présenté dans cet article se base sur la méthode des courbes de transfert. Cette dernière consiste à discrétiser le sol autour de la fondation profonde en une série de ressorts non-linéaires. Le pieu est également discrétisé en une série de tronçons. Chaque tronçon de pieu repose sur un ressort. Au cours du chargement cyclique axial, le frottement axial et la résistance en pointe sont mobilisés progressivement en fonction du tassement de pieu. La méthode des courbes de transfert se base sur la résolution de l'équation différentielle (1). Dans cette équation E_b est le module d'Young du pieu, A_b l'aire de la section de pieu, B le diamètre du pieu, w_z le tassement vertical du pieu et q_s le frottement axial mobilisé autour du pieu.

$$E_b A_b \frac{d^2 w_z}{dz^2} + \pi B \tau(w_z) = 0 \quad (1)$$

L'équation différentielle (1) est résolue en générant les courbes de mobilisation du frottement axial en fonction du déplacement

GOPAL pour des pieux installés dans du sable ([4]). Une étude théorique basée sur la modélisation d'un pieu fictif soumis à différentes combinaisons de traction cyclique est présentée. Les calculs ont été effectués via le modèle TZC combiné à la méthode ABC. Une discussion est menée afin d'analyser l'effet du nombre de cycles, de la charge moyenne et de l'amplitude cyclique sur les déplacements en tête de pieu et sur sa résistance à la traction.

vertical de chaque tronçon de pieu et la courbe de mobilisation de la résistance en pointe en fonction du déplacement de la pointe.

Le modèle TZC ([1]) propose une équation (2) reliant τ au tassement vertical w_z d'une part, et d'autre part une équation reliant la résistance en pointe q_b en fonction du déplacement de la pointe w_b . Cette équation comprend plusieurs paramètres récapitulés sur le tableau 1.

Le modèle TZC permet de rendre compte des principaux effets du chargement cyclique observés en laboratoire. Selon le type de sollicitation cyclique appliqué (déformation imposée non-symétrique, contrainte imposée non-symétrique, etc.), le comportement du pieu varie et des phénomènes tels que le rochet (fluage), la relaxation ou non-relaxation des contraintes sont observés ([5]).

$$\tau(w_z) = \tau_i + A(-1)^{n_{cyl}+1} (q_s + \Delta q_s) \left(1 - e^{-R \left| \frac{w_z - w_{zi}}{\alpha} \right|} \right) \quad (2)$$

Paramètre	Description
l	Nombre d'inversion de cycle de chargement
n_{cyl}	Nombre de total charges et de décharges (nombre de 1/2 cycles)
q_s (kPa)	Frottement axial limite
Δq_s (kPa)	Amplitude de dégradation ou de durcissement cyclique
A	Raideur de la courbe de mobilisation du frottement axial pour un chargement monotone
A	$A = \left \frac{\tau_i - (-1)^{n_{cyl}+1} (q_s + \Delta q_s)}{q_s + \Delta q_s} \right $
τ_i	Frottement mobilisé à l'inversion de charge ($\tau_i = 0$ pour $i = 1$)
w_{zi}	Déplacement relatif de l'interface sol-pieu au cycle i ($w_{zi} = 0$ pour $i = 1$)
R	$R = e^{-(n_{cyl}-1)\xi} + \rho(1 - e^{-(n_{cyl}-1)\xi})$
ρ	Paramètre contrôlant l'adaptation, l'accommodation et le rochet ou la relaxation
ξ	Paramètre contrôlant la vitesse d'adaptation, d'accommodation et de rochet ou de relaxation

Tableau 1. Paramètres de la loi t-z cyclique



Figure 1. a) Phénomène de radoucissement cyclique b) Phénomène de durcissement cyclique

Les figures 1a et 1b illustrent deux phénomènes observés en laboratoire lors d'un chargement cyclique à déformation imposée symétrique. Ces deux phénomènes correspondent au radoucissement cyclique (figure 1a) et au durcissement cyclique (figure 1b). Ils sont expliqués physiquement par la dégradation du frottement axial limite ou de la résistance de cisaillement du

sol autour du pieu (figure 1a) ou par son augmentation (figure 1b). Ces deux phénomènes sont gérés par le paramètre Δq_s dans l'équation (2) qui peut être calculé selon différentes méthodes. Dans le présent article, Δq_s est calculé selon la méthode ABC présentée dans le paragraphe suivant.

LA METHODE ABC

Cette méthode a été développée par l'Imperial College pour rendre compte de la diminution ou l'augmentation du frottement axial le long du fût du pieu au cours d'un chargement cyclique ([4]). Cette méthode suppose que la variation de frottement axial est liée à une variation de la contrainte radiale effective autour du pieu et est basée sur l'analyse d'essais de laboratoire (essais de cisaillement simple). La variation relative de contrainte radiale effective $\Delta\sigma'_{r0}$ est exprimée dans l'équation (3) en fonction de l'amplitude de cisaillement imposée τ_{cyc} et de la résistance ultime de cisaillement de l'échantillon q_s . Le terme q_s est défini comme le produit de σ'_{r0} et $\tan\delta$ où σ'_{r0} est la contrainte radiale effective initiale et δ est l'angle de cisaillement à l'interface.

$$\frac{\Delta\sigma'_{r0}}{\sigma'_{r0}} = A\left(\frac{\tau_{cyc}}{q_s} + B\right)N^C \quad (3)$$

L'équation (4) exprimant la variation du frottement axial limite au cours d'un chargement cyclique Δq_s est issue de l'équation (3) en multipliant le numérateur et le dénominateur du premier terme

de l'égalité (3) par $\tan(\delta)$. La formule exprimée dans l'équation (4) est celle utilisée dans les calculs présentés dans la suite de cet article.

$$\frac{\Delta q_s}{q_s} = A\left(\frac{\tau_{cyc}}{q_s} + B\right)N^C \quad (4)$$

Dans l'équation ci-dessus, N correspond au nombre de cycles appliqués et les paramètres A, B et C ont été obtenus à partir de cinq essais de cisaillement simple cyclique effectués par FUGRO ([4]). Les cinq échantillons de sol utilisés dans ces essais sont identiques et proviennent du sable très dense de la mer du Nord (la densité relative est proche de 100%). Les valeurs de ces paramètres issues de ces essais et utilisées dans les calculs présentés dans cet article, sont données sur le tableau 2.

Paramètre	A	B	C
Valeur	-0,083	-0,06	0,355

Tableau 2. Valeurs des paramètres A, B et C de la méthode ABC (Jardine, 1998)

CALCULS

PRÉSENTATION DU PIEU THÉORIQUE

Les calculs présentés dans la suite de l'article correspondent à une modélisation d'un pieu théorique soumis à une sollicitation cyclique axiale. Le pieu théorique modélisé est un pieu en béton présentant un diamètre B égal à 1 m et une hauteur H prise égale à 20 m. Le module d'Young du pieu E_p est estimé à 20 GPa. Le massif de sol autour du pieu théorique est considéré homogène et assimilé à du sable très dense (indice de densité $ID=0,90$). Le poids volumique du sol γ reste constant dans tout le massif et est pris égal à 20 KN/m³. Le coefficient des terres au repos K_0 utilisé dans le calcul des frottements axiaux limites est considéré égal à 1. L'angle de frottement sol-pieu à la rupture δ est considéré constant tout au long du pieu et est pris égal à 30°. Le frottement axial limite q_s de chaque couche de sol située à une profondeur z donnée est calculé selon l'équation (5).

$$q_s = \tan(\delta) * K_0 * \gamma * z \quad (5)$$

La capacité portante du pieu est calculée à partir du frottement axial et de la résistance en pointe. Elle est calculée avec la méthode des contraintes effectives. La résistance à la traction Q_s du pieu est estimée à 7,43 MN. La résistance de pointe Q_p est

calculée également selon la méthode des contraintes effectives (méthode β). Elle est estimée à 12,57MN. Ses estimations numériques donnent une capacité portante Q_{uc} du pieu égale à 20 MN.

PRÉSENTATION DES PARAMÈTRES ET DES CALCULS

Dans les calculs qui suivent, les valeurs des paramètres utilisés dans le modèle TZC sont données dans le tableau 3. Les caractéristiques des sollicitations cycliques appliquées sur le pieu théorique présenté ci-dessus sont résumées sur le tableau 4. Les séquences de sollicitations cycliques ont été sélectionnées afin de visualiser l'effet du nombre de cycles, de la charge moyenne Q_m et de l'amplitude Q_{cyc} sur le comportement du pieu (accumulation des déplacements et résistance à la traction).

α	α_p	ρ	Ξ
0,15	1,5	5	1

Tableau 3. Paramètres du modèle TZC

RESULTATS

Ce dernier paragraphe de l'article présente l'ensemble des résultats obtenus lors de la modélisation du pieu théorique. Il comporte également une discussion sur l'influence de la charge moyenne Q_m et l'amplitude cyclique Q_{cyc} sur l'accumulation

des déplacements en tête de pieu et sur la résistance à la traction Q_s du pieu au fur et à mesure des cycles. Enfin un diagramme de stabilité est illustré.

Type d'essai	Nomenclature du calcul	Q_m (KN)	Q_{cyc} (KN)	Q_m/Q_s	Q_{cyc}/Q_s
Traction Cyclique	C1NAT01	2229,6	2229,6	0,3	0,3
	C1NAT02	4459,2	2229,6	0,6	0,3
	C1NAT03	4459,2	743,2	0,6	0,1
	C1NAT04	743,2	743,2	0,1	0,1

Tableau 4. Caractéristiques des sollicitations cycliques appliquées sur le pieu théorique

ACCUMULATION DES DÉPLACEMENTS

L'utilisation du modèle TZC combiné à la méthode ABC permet de calculer l'accumulation des déplacements de toutes les sections du pieu. La figure 2a illustre l'évolution des déplacements minimaux et maximaux en tête de pieu au cours des quatre sollicitations de traction cyclique présentées sur le tableau 4. Cette figure permet de distinguer deux catégories de chargements cycliques : les chargements ne provoquant pas de rupture (C1NAT04) et les chargements au cours desquels se produit une rupture (C1NAT01, C1NAT02 et C1NAT03). Dans le deuxième cas, la rupture est définie soit par un déplacement en tête de pieu supérieur au rapport $B/10$ équivalent à 100 mm (rupture conventionnelle), ou par une perte d'équilibre (rupture physique). Ainsi les calculs C1NAT01 et C1NAT02 présentent une rupture conventionnelle, tandis que le calcul C1NAT02 présente une rupture physique car l'accumulation des déplacements s'accroît brutalement.

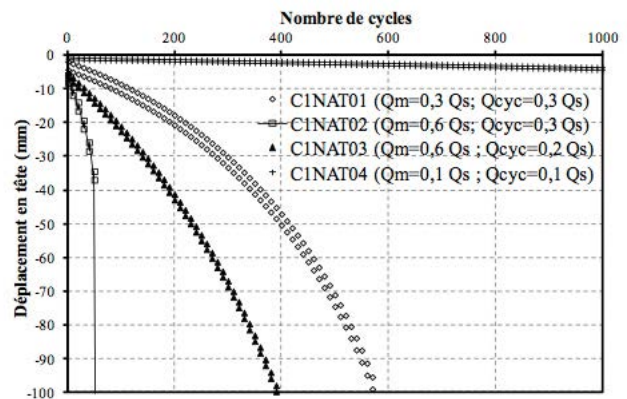
La figure 2a montre que pour C1NAT01, le chargement a été effectué pour une valeur de Q_m équivalente à $0.3Q_s$ et pour une valeur de Q_{cyc} équivalente à $0.3Q_s$. La rupture s'est produite pour ce calcul après 573 cycles. Afin de visualiser l'effet de l'augmentation de la charge moyenne sur l'accumulation des déplacements en tête de pieu, le calcul C1NAT02 a été réalisé pour Q_m égale à $0.6Q_s$ et Q_{cyc} égale à $0.3Q_s$. La rupture est obtenue après 58 cycles uniquement et les déplacements s'accumulent très rapidement par rapport à C1NAT01. Par conséquent, l'augmentation de la charge moyenne a un effet négatif sur le pieu car elle provoque des déplacements importants et une rupture rapide de la fondation profonde.

L'effet de l'amplitude cyclique sur les déplacements a été également étudié. Pour cela, le calcul C1NAT03 a été effectué avec Q_m similaire à celle utilisée dans C1NAT02 ($Q_m = 0.6 Q_s$), et Q_{cyc} légèrement inférieure à celle de C1NAT02 ($0.2Q_s$ au lieu de $0.3Q_s$). Les résultats de la figure 2a montrent que pour C1NAT03, les déplacements s'accumulent plus progressivement que pour C1NAT02 pour arriver à une rupture conventionnelle après 391 cycles. La conclusion tirée est que la diminution de l'amplitude cyclique impacte les déplacements en tête et freine la rupture. Le calcul C1NAT01 a été réalisé à faible amplitude cyclique ($0.1Q_s$) et à faible charge moyenne ($0.3Q_s$). L'objectif de ce calcul est de visualiser le comportement du pieu soumis à une sollicitation de traction cyclique à faible niveau de chargement. La figure 2a montre qu'après 1000 cycles, une légère accumulation des

déplacements est notée. Le déplacement final ne dépasse pas 4 mm.

RÉSISTANCE À LA TRACTION

Les calculs avec le modèle TZC permettent d'étudier l'évolution de la résistance à la traction au cours d'un chargement cyclique. La figure 2b représente les évolutions du rapport résistance à la traction finale / résistance à la traction initiale ($Q_{s\text{ finale}} / Q_{s\text{ initiale}}$) avec le nombre de cycles, pour les quatre séquences décrites sur le tableau 4. Cette figure montre qu'un chargement cyclique en traction provoque la dégradation de la résistance à la traction au fur et à mesure des cycles. Cette dégradation est d'autant plus faible que le niveau de chargement n'est pas élevé. En effet, un faible niveau de chargement (C1NAT04) ne provoque qu'une légère diminution de la résistance à la traction du pieu. La résistance à la traction initiale Q_s initiale diminue de 6% au cours de C1NAT04 après 1000 cycles. Cependant, la figure 2b montre qu'à plus haut niveau de chargement, la dégradation de Q_s est plus conséquente et plus rapide. En effet, la résistance à la traction initiale est diminuée de 35% au cours du calcul C1NAT01 après 573 cycles. L'augmentation de la charge moyenne Q_m ne provoque pas une accélération de la dégradation de Q_s (calcul C1NAT02), mais le pieu rompt plus rapidement. La figure 2b illustre également l'effet de la diminution de Q_{cyc} sur la dégradation de Q_s . Au cours du calcul C1NAT03, Q_s se dégrade moins rapidement qu'au cours du calcul C1NAT02. En effet, le Q_s initiale se dégrade de 10 % après 200 cycles pour C1NAT03 au lieu de 58 cycles pour C1NAT02.



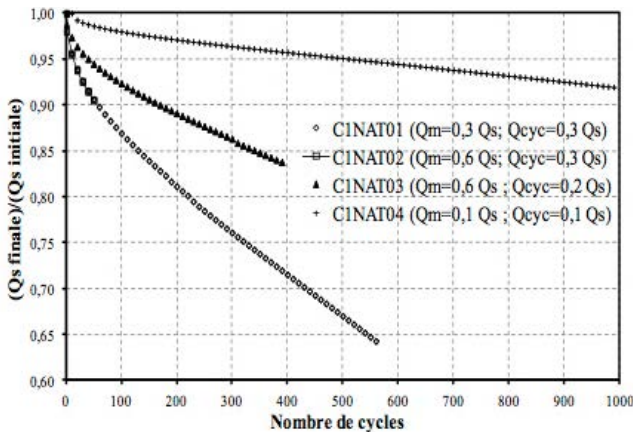


Figure 2. a) Evolution des déplacements en tête en fonction du nombre de cycles pour les sollicitations cycliques C1NAT01, C1NAT02, C1NAT03 et C1NAT04, b) Evolution des rapports $(Q_{s \text{ finale}} / Q_{s \text{ initiale}})$ en fonction du nombre de cycles pour les mêmes sollicitations cycliques

DIAGRAMME DE STABILITÉ CYCLIQUE

La figure 3 représente un diagramme de stabilité cyclique. Il illustre le nombre de cycles ayant provoqué la rupture pour des combinaisons de charge moyenne Q_m et d'amplitude cyclique Q_{cyc} normalisée par la résistance à la traction initiale Q_s avant

l'essai cyclique. Ainsi, les quatre séquences de traction cyclique décrites sur le tableau 4 sont placées sur la figure 3 avec le nombre de cycles provoqué la rupture. Pour le calcul C1NAT04, aucune rupture n'a été observée après 1000 cycles, d'où l'utilisation du signe (>1000). De plus ce diagramme permet de caractériser trois zones de stabilité :

- ▶ Zone Stable : Le déplacement en tête de pieu s'accumule lentement et aucune rupture n'est observée après 1000 cycles. Le calcul C1NAT04 appartient à cette zone stable.
- ▶ Zone Meta-Stable : L'accumulation des déplacements en tête de pieu est progressive et sans stabilisation avec une rupture entre 100 et 1000 cycles. Les calculs C1NAT01 et C1NAT03 appartiennent à cette zone.
- ▶ Zone Instable : L'accumulation des déplacements en tête de pieu est rapide et la rupture se produit avant 100 cycles. Le calcul C1NAT02 appartient à cette zone.

Cependant, les délimitations de ces trois zones de stabilité représentées sur la figure 3 sont faites en pointillés afin de montrer qu'elles manquent de précision. En effet, le nombre de calculs étant faible, il est difficile de délimiter ces zones avec précision. Afin d'augmenter cette précision, d'autres combinaisons de charge moyenne et d'amplitudes cycliques sont nécessaires.

CONCLUSION

Le présent article propose un modèle TZC adapté au calcul de déplacement des pieux soumis à une sollicitation cyclique axiale. Ce modèle est combiné à une méthode de calcul de dégradation du frottement axial au cours de ce type de chargement. Une étude théorique a été effectuée sur un pieu fictif installé dans un massif et quatre sollicitations de traction cyclique lui ont été imposées. Les résultats de ces calculs ont été présentés et discutés. A l'issue de cette discussion, le modèle TZC a permis de rendre compte des principaux effets du chargement cyclique qui sont : l'accumulation des déplacements en tête de pieu et la dégradation de la résistance à la traction au fur et à mesure des cycles. Les effets du nombre de cycles, de l'amplitude cyclique et de la charge moyenne ont également été étudiés. Cependant le diagramme de stabilité présenté dans le dernier paragraphe nécessite d'être complété par des calculs supplémentaires afin de délimiter plus précisément les zones de stabilité. Une étude comparative entre les résultats numériques avec le modèle

TZC et des résultats expérimentaux d'essais in-situ ou en centrifugeuse est également envisagée.

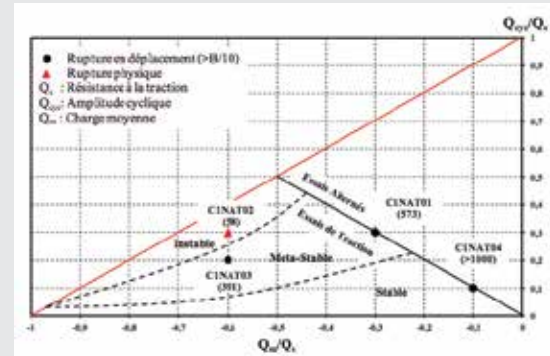


Figure 3. Diagramme de stabilité cyclique à partir des quatre séquences cycliques de traction C1NAT01, C1NAT02, C1NAT03 et C1NAT04

Références

- [1] Burlon S., Thorel L., Mroueh H. (2013) Proposition d'une loi t-z cyclique au moyen d'expérimentations en centrifugeuse. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
- [2] Chan S., Hanna T.H. (1980) Repeated loading on single piles in sand. Journal of Geotechnical Engineering Division, 106 (GT2)
- [3] Frank R., Zhao S. (1982) Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins. Bulletin Liaison Laboratoire Ponts et Chaussées 119, 17-24
- [4] Jardine R. J. (1998) Interim report on cyclic loading model and synthetic soil profile for HSE funded pile cyclic loading study. Department of Civil Engineering, Imperial College, London
- [5] Lemaitre J., Chaboche J. L. (2009) Mécanique des Matériaux Solides. Dunod (éd.2ème), Paris
- [6] Poulos H., Davis E. (1968) The settlement behavior of single axially loaded incompressible piles and piers. Géotechnique (18), 351-371.
- [7] Van Weele A. (1979) Pile bearing capacity under cyclic loading compared with that under static loading. Second International Conference On Behaviour of Off-Shore Structures, 475-488

A NEW PARAMETER AND A NEW DESIGN CHARTS TO PREDICT LATERAL MOVEMENT IN DEEP EXCAVATION SYSTEMS

Ahmed Samir Rashed¹, Mohamed Hassani Rabie²

¹El-Shorouk Academy Engineering Institute, Cairo, Egypt

² Faculty of Engineering, Helwan University, Cairo, Egypt



ABSTRACT

Most of codes of practice are based on the requirement for factor of safety to prevent the collapse of the system. It implies that movements of retaining structures are of a secondary concern. While stability means that movements should be predicted and controlled to a tolerable level. Most of design charts used to predict lateral movement are mainly based on field measurements of excavations in soft soils with relatively flexible wall support. The main aim of this paper is to introduce a new parameter and a new design chart can be used with different soil types, for variable support rigidities.

Currently, the most used chart is that proposed by Clough (1990). Therefore, an evaluation is performed using the available data of case histories to clarify its lack.

To deduce the new design charts, finite element solution was used to account for the real nature of the excavation, and an advance soil model was employed in order to include the elasto-plastic response of the soil. A total of 200 simulations, performed in software package PLAXIS 2D. Models performed in different soil types (stiff, medium, soft clay, and sand) using well reported data. The new design charts connects between the new parameter "wall number" and percentage of lateral movements to wall height with respect to factor of safety against basal heave in case of cohesive soils and drained stiffness in case of cohesionless soils, the wall number relates between wall and soil properties. Also the adopted design charts was verified.

INTRODUCTION

This paper Introduces a new parameters and a new design charts can be used to predict lateral movement of retaining structure in deep excavation system. Also it can be used in first assume of dimensions of retaining structure since the new parameter correlate between soil properties and geometry of retaining structure. In a broad sense, stability analysis includes;

DETERMINATION OF EARTH PRESSURES

It is well-known long ago that the earth pressure distribution behind a retaining wall in cut or excavation is not linear as those given by Coulomb (1773) and Rankine (1857) solutions. It is a function of displacements that occur over the height of the structure. Both of the Apparent Earth Pressure Diagrams (APD) developed by Terzaghi and Peck (1967) and Peck (1969) solutions have gained wide uses in practice.

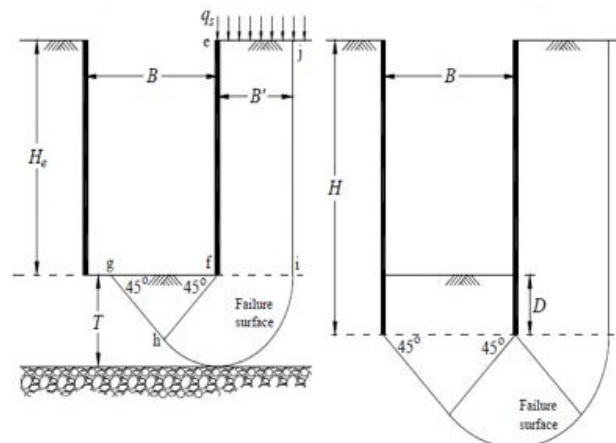
PREDICTION OF LATERAL WALL MOVEMENTS DURING EXCAVATION

Some of the empirical charts are available for the prediction of movements. The normalized settlement chart proposed by Peck (1969) can be used to predict ground settlements with respect to excavation depth. Mana and Clough (1981) recognizing the correlation between the factor of safety against basal heave and lateral wall displacements. Clough et al. (1990) developed a design curve to predict maximum lateral wall movement for cohesive soils in terms of retaining system stiffness and basal

stability. Ou et al. (1993) proposed a procedure to estimate excavation-induced ground settlement profile normal to the excavation support wall.

DETERMINATION OF POTENTIAL BASE SOIL FAILURE

Terzaghi (1943), assumed a failure surface of infinite length for wide excavations. Ukritchon et al. (2003), proposed a modified version of the Terzaghi factor of safety against basal heave.



(a) Terzaghi (1943)

(b) Ukritchon et al. (2003)

Figure 1: Factor of Safety against Bottom Heave

EVALUATION OF TRADITIONAL METHODS USED TO PREDICT LATERAL MOVEMENTS IN DEEP EXCAVATIONS

Currently, the most used design chart for predicting lateral movements in deep excavations is the proposed by Clough et al. (1990). This design chart allows the estimation of lateral movements in terms of effective system stiffness and the factor

of safety against basal heave predicted by Terzaghi (1943). In this section, the evaluation is done using the available data of ten case histories which compiled in Table 1

Case	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Reference	Ng (1992)	Burland and Hancock (1977)	Ou and Shiau (1998)	Whittle et al. (1993)	Ulrich (1989)	Finno and Roboski (2007)	Hsieh and Ou (1998)	Finno et al. (1989)	Gill and Lukas (1990)	Teparaksa (1993)
Location	Cambridge	London	Taipei	Boston	Houston	Chicago	Taipei	Chicago	Chicago	Bangkok
Wall type	Diaph. wall	Diaph. wall	Diaph. wall	Diaph. wall	Secant piles	Sheet pile wall	Diaph. wall	Sheet pile wall	Sheet pile wall	Sheet pile wall
% Δh/He	0.184	0.130	0.566	0.364	0.121	0.532	0.422	1.415	1.190	1.546
$EI/(\gamma \cdot SvI^4)$	532.15	1599.03	182.14	1725.00	2693.07	19.69	1784.92	412.16	141.44	129.02
Fs Basal heave	3.07	9.05	1.47	1.81	2.74	1.38	0.87	0.86	1.00	0.59

Table 1: Case histories used to evaluate Clough et al. (1990) chart.

The results of ten case histories are used to evaluate Clough et al. chart (1990) as shown in Figure 2. It should be noted that, case histories from C1 to C5 represent the cohesive soils from stiff clay, while case histories from C6 to C8 represent medium clay and case histories from C9 to C10 represent soft clayey soil. A clear distortion can be observed for case histories number C2, C3, C6, C7, C9 and C10. It can be concluded that the lateral movements in stiff clays are largely independent on the system stiffness of the wall proposed by clough et al. (1990), also it can be noted that the system stiffness has a significant influence on the observed lateral movements only for deep excavations in soft clays with a factor of safety against basal heave ranging from 1.00 to 1.50, whereas for excavations in soft clays with a higher or lower factor of safety the dependency on the system stiffness becomes less relevant.

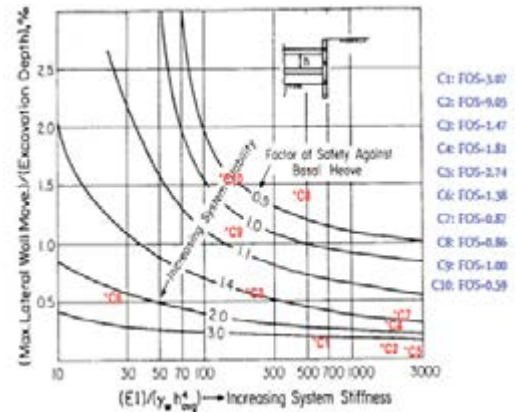


Figure 2: Evaluation of Clough et al. chart, 1990.

PRESENTATION OF PREDICTED CHART

A sequence of parametric studies was conducted to investigate the effect of the system stiffness on the lateral wall movement caused by excavation in both cohesive and cohesionless soils, and to suggest a new parameter called "wall number" for predicting the lateral wall movement.

Finite element models were used to account for the real nature of the excavation, and an advance soil model (Hardening Soil Model) was employed in order to include the elasto-plastic response of the soil. A total of 200 finite element simulations

performed in software package PLAXIS 2D Ver.8.2. Excavations in different soil types were considered in this study. The employed clays are natural soils whose properties have been extensively reported. For the models in stiff soil, the Gault Clay at Lion Yard, Cambridge which is reported by Ng (1992) was employed; for the models in medium clay, the Taipei Silty Clay found at the TNEC project which is reported by Ou et al. (1998) was used; for excavations in soft soil the Upper Blodgett soft clay found at Chicago reported by Roboski (2001).

Soil type	Stiff clay	Med. clay	Soft clay	Loose sand	Med. sand	Dense sand	Dense sand
Analysis type	Undrained	Undrained	Undrained	Drained	Drained	Drained	Drained
γ_{sat} (kN/m ³)	18	18	18	18 to 18.50	18.5 to 19	19 to 20	20
Φ (phi)	33	28	24	28 to 32	32 to 36	36 to 40	40
C_{ref} (kN / m ²)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E_{ref} (kN / m ²)				10000 to 25000	25000 to 75000	75000 to 150000	150000 to 200000
E_{50ref} (kN / m ²)	14847	6550	2350				
E_{oed} (kN / m ²)	4912	2504	1600				
E_{urref} (kN / m ²)	44540	19650	10000				

Table 1: Case histories used to evaluate Clough et al. (1990) chart.

Based on the results of finite element analysis, a new parameter called "Wall number", R, is introduced, which relates the soil properties with the properties of the supporting system and to overcome the deficiencies of the system stiffness parameter presented by Clough et al (1989). A new design charts is introduced, which allows the designer to predict maximum lateral movement using both wall number and factor of safety of basal heave (according to Ukritchon 2003) in case of cohesive soils (Figure 3), or drained stiffness in case of cohesionless soils (Figure 4).

For cohesive soil, Parameter, R, is defined as;

$$R = \frac{Sv_l \cdot Sh_z}{d^2} \cdot \frac{1}{(E_{wall} / E_o) \cdot I} \cdot \frac{\gamma_s \cdot H_e}{C_u}$$

Where:

- Sv_l, Sh_z : Vertical and horizontal support spacing
- d: Penetration depth of supporting system
- E_{wall} : Modulus of elasticity of supporting system
- E_o : Modulus of elasticity of main concrete
- γ_s : Soil unit weight
- H_e : Excavation height
- C_u : Undrained soil shear strength

For cohesionless soil;

$$R = \frac{Sv_l \cdot Sh_z}{d^2} \cdot \frac{1}{(E_{wall} / E_o) \cdot I} \cdot n \cdot K_a$$

Where:

- n: Empirical factor = 10
- K_a : Rankine's lateral earth pressure coefficient

EVALUATION

The above mentioned case histories are used to verify the validity of the predicted chart. A reasonable agreement is shown in Figure 5 when the data of selected case histories are shown on the predicted chart.

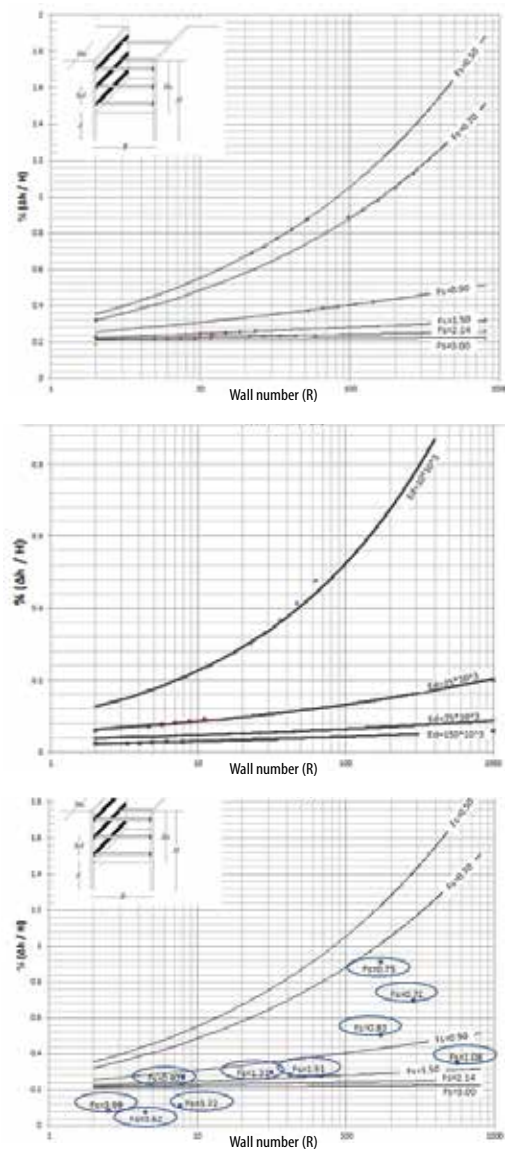


Figure 3,4 and 5: Predicted charts and its evaluation

CONCLUSION

The lack of dependency of lateral movements on system stiffness proposed by Clough (1990) due;

- ▶ Adopting Terzaghi 's factor of safety against heave which consider no wall embedment.
- ▶ Excavation sequence principle was not considered.
- ▶ Depends largely on vertical spacing between struts and neglect the effect of other parameters.

The parametric studies performed to predict the target design charts show that:

- ▶ It was shown that in the Clough et al. (1989) system stiffness factor, the vertical support spacing is a very sensitive parameter that can increase significantly the value of the system stiffness. However, this increase in the system stiffness is not reflected in the final lateral wall movement which stay almost unchanged. It was also shown that the Clough et al. (1989) system stiffness factor does not represent the real nature of deep excavations.

- ▶ The Clough et al. (1989) design chart, where the system stiffness and the factor of safety against heave are the only control parameters, it must be used only as an approach to roughly estimate the horizontal wall displacements in soft to medium cohesive soils at the early stages of the design, and not as a design tool to calculate the final movement in deep excavation, where sensitive structures are nearby.
- ▶ Lateral movement in stiff clays and in soft to medium clays with an adequate factor of safety against basal heave are largely independent on the system stiffness of the wall. Consequently, flexible retaining walls, which are generally cheaper, can be used for deep excavation on these soils without expecting excessive ground movements.
- ▶ For excavations in soft to medium clays, the inclusion of the wall embedment depth generally increases the factor of safety against basal heave. In contrast, for excavations in stiff clays, the wall embedment depth has no significant contribution to the stability of the excavation system.

Références

1. Clough, G.W., Smith, E.M., and Sweeney, B.P. (1989). "Movement control of excavation support systems by iterative design", ASCE Geotechnical Special Publication 22, 869-884.
2. David G. Zapata (2007). "Semi-Empirical method for designing excavation support systems based on deformation control", Master's theses, University of Kentucky, America.
3. Finno, and Roboski, J.F. (2007). "Three-Dimensional Effects for Supported Excavations in Clay", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 133(1), pp. 30-36.
4. Hsieh, P-G. and Ou, C-Y. (1998). "Shape of Ground Surface Settlement Profiles Caused by Excavation", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35(6), pp. 1004-1017.
5. Mana, Al. and Clough, G.W. (1981). "Prediction of movements for braced cuts in clay", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 107(6), 759-777.
6. Ng, C.W.W. (1992). "An Evaluation of Soil-Structure Interaction Associated with a Multi-Propped Excavation", Ph.D. Thesis, University of Bristol, UK.
7. Ou, C.Y., Liao, J.T., and Lin, H.D. (1998). "Performance of Diaphragm Wall Constructed Using Top-Down Method", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 124(9), pp. 798-808.
8. Peck, R.B. (1969). "Deep excavation and tunneling in soft ground", Proceedings, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1969, 225-290.
9. Rashed et al. (2015). "A study of the interaction between soil and side support elements of deep excavation", Phd Thesis, Helwan University, Egypt.
10. Roboski, J.F. (2001). "Soil Parameters for Constitutive Models of Compressible Chicago Glacial Clays", Master Thesis, Northwestern University, Evanston, IL.
11. Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1967). "Soil mechanics in engineering practice", Second Ed. John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.
12. Ukritchon, B., Whittle, A. J., and Sloan, S. W. (2003). "Undrained Stability of Braced Excavations in Clay", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 129(8), 738-755.

ANALYSIS OF SURFACE SETTLEMENT DUE TO TUNNELLING IN SOFT GROUND BY USING EMPIRICAL AND NUMERICAL METHODS

Anas Mohamed Atta Elmanan¹, H. Elarabi²

¹ Faculty of Engineering, UofK, Khartoum, Sudan

² Building and Road Research Institute, UofK, Khartoum, Sudan



ABSTRACT

In this paper empirical method derived by Peck was used to analyze surface settlement of the Second Heinenoord Tunnel beside 3D and 2D Finite Element Method (FEM), and then the results of each method was discussed and compared to the measurements of the tunnel found in the literature. For empirical solution the measured ground loss and spread factor were used in the equation. The results was fit with the measurements. 3D FEM can predict ground deformations very well, but using it still time consuming and must be done when facing complex geometry. In 2D FEM the effect of losing the third dimension must be taken into account when choosing the installation procedure. 2D FEM was commonly used because it gives fast solution. In conclusion empirical method can be used in preliminary analysis with engineering experience, but numerical methods had superiority especially 3D FEM.

INTRODUCTION

In urban areas the limitation of ground deformation due to tunneling it is an important aspect. So in designing stage there several methods were used to predict this ground deformation, it begin with elementary empirical and analytical equations to advanced numerical solutions.

Tunnels are analyzed in several ways according to their construction techniques, shapes, prevailing ground conditions, etc. There are non-numerical ways of obtaining good predictions of the likely ground response to tunnelling and the likely loads in a tunnel lining. These conventional design tools are arguably cheaper and quicker to use. But they are characteristically uncoupled, i.e. the loads are determined by one technique (usually an elastic solution), and movements by another (usually empirical) the two being not linked together. Furthermore, the information gained from conventional analysis is often

limited. In a real tunnel, however, the different facets are clearly coupled and the problem is complex, involving pore pressure changes, plasticity, lining deformations and existing structures. Numerical procedures, such as the finite element technique, lend themselves to the analysis of such complex problems.

While using numerical methods like Finite Element Method for the solution of that kind of real three dimensional problems, some approximations and simplifications are made to get the solution easier. Although there are many geotechnical problems that can be approximated to either plane strain or axi-symmetric conditional, some remain which are very three dimensional. Such problems will therefore require full three dimensional numerical analysis. In this paper, empirical method and numerical solutions are presented and used to account for ground deformations.

DEFORMATIONS DUE TO TUNNELLING

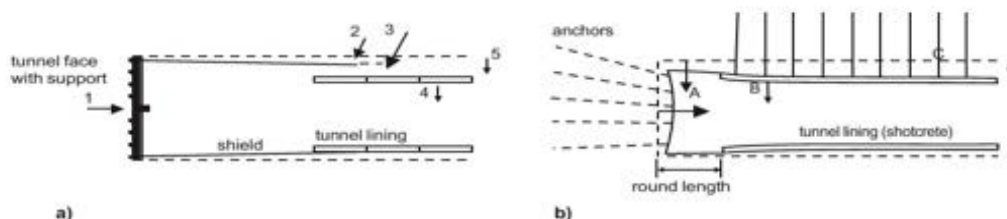


Figure 1: Principal components of ground deformation: a) Closed shield tunnelling (after Mair and Taylor (1997)), b) open face tunnelling

CLOSED SHIELD TUNNELING

Mair and Taylor (1997) summarized the following primary components of ground deformation associated with closed shield tunnelling (Fig. 1a):

1. Movement of the ground towards the face, due to stress relief.
2. Radial ground movement towards the shield, due to over-cutting and ploughing.
3. Radial ground movement into the tail void, due to a gap between shield and lining.
4. Radial ground movement towards the lining, due to deformation of the lining.

5. Radial ground movement towards the lining due to consolidation.

OPEN FACE TUNNELING

For open face tunnels (Fig. 1b) the following main causes of settlements can be specified:

- A. Movement of the ground towards the non-supported tunnel heading.
- B. Radial ground movement towards the deforming lining.
- C. Radial ground movement towards the lining due to consolidation.

THE SECOND HEINENOORD TUNNEL



Figure 2: Measuring area at North Bank of river "Oude Maas" (COB, 1999)

During the construction of the Second Heinenoord tunnel a complimentary research programme was executed in order to

gain experience and do research into tunnelling in soft soil. In order to evaluate the design models available, measurements were made both in the TBM and during passage of two measuring fields, one on the North Bank as shown in Figure 2, and one on the South Bank of the River Oude Maas.

The bored tunnelling part was started in February 1997 from the North bank, and ended there too, in June 1998, after turning on the south bank. The cross-section consists of two tubes with an external diameter of 8.30m. The total length of the tunnel is 1350m with a bored part of 950m for each tunnel.

Layer	γ_{dry} [KN/m ³]	$\gamma_{saturated}$ [KN/m ³]	ν [-]	E_{oed} [MPa]	c [kPa]	ϕ [o]	K_0 [-]
1	16.5	17.2	0.34	8	3	27	0.58
2	20	20	0.30	40	0.01	35	0.47
3	20	20	0.30	120	0.01	35	0.47
4	20	20	0.32	48	7	31	0.55

Table 1 gives the properties of the soil layers, the depth of the layers from the ground surface was 4m, 19.75m, 23.25m and 27.5m for the layers 1, 2, 3 and 4 respectively. The depth of ground

water table was 1.5m below ground surface. The depth of the tunnel axis was 16.65m below the ground surface. The lining of the tunnel was a concrete segmental lining (7segments +

key segment) with 1.5m in length and 0.35m in thickness. The material properties of the concrete was $E= 30GPa$ and $\nu = 0.2$.

PECK'S EQUATION

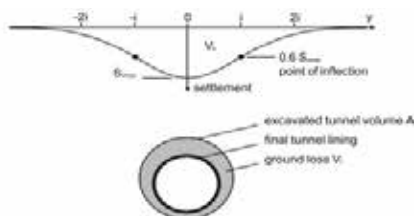


Figure 3: Gaussian curve for transverse settlement trough and ground loss V_t (Möller, 2006)

Peck (1969) adopted the following expression to describe the settlement component due to the construction of a shield tunneling. Peck's equation is expressed in Figure 3.

$$S_v(y) = \frac{V_t}{i \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \quad (1)$$

$$i = K \cdot z_0 \quad (2)$$

Where $S_v(y)$ = value of settlement; V_t = value of ground loss in unit length of shield tunnel; y = distance to center line of tunnel; i = spread factor of settler; K = trough width parameter; z_0 = depth of tunnel axis.

Peck's equation expresses the conception that surface settler is approximate normal distribution. And this estimated equation considers that ground movement is caused by ground loss. Because it is based on engineering experience, Peck's equation exists some shortages (e.g. considering fewer factor and lack of theoretical foundation). If value of parameters exists more difference in common condition, result of calculation may be influenced obviously.

COB is the abbreviation for the Centre for underground Construction

NUMERICAL MODELLING

In numerical modeling both 2D & 3D finite element modelling of the Second Heineoord Tunnel was done by using 2D version and 3D tunnel version finite element code program PLAXIS. Tunnel installation involves a three-dimensional stress-strain-situation and three dimensional FE-analyses have been adopted in engineering practice. In general 3D-FEM analyses are performed when facing complex geologies and/or geometries. Various different installation procedures have been proposed, to simulate tunnel construction of conventional driven tunnels and shield tunnels. For open face tunnelling the process is discontinuous and this leads to step-by-step numerical procedures, being initiated by Hanafy and Emery (1980). As for conventional tunnelling for shield tunneling a step-by-step procedure is applied. For closed shield tunnelling the situation is more complex and different methods tend to be used to simulate

tunnel installation. Step-by-step procedures require an FE-mesh with clusters of elements in the form of slices perpendicular to the tunnel axis. In the present paper the step-by-step pressure method was considered.

In 2D FE-modelling there are several methods to modelling installation procedure of tunnelling, like for open face tunneling; core support method, lining reduction method and stress reduction method. For closed shield tunneling; gap method, contraction method, stress reduction method and grout pressure method. In this paper the grout pressure method was used to model the Second Heineoord Tunnel. Same material properties were used in 2D FE-modelling. In 2D FE-modelling the absence of the third dimension had its effect on radial pressure, so slightly increase in radial pressure was used to match the measurements.

RESULTS AND DISCUSSION

As input data the measuring ground loss 0.7% in the section lines in the Northern measuring area was used coupled with measured width parameter 5.6m in Peck's equation (Bakker, 1999). The results of Peck's equation as shown in Figure 4 fits reasonably approximate the shape of the measured settlement trough in cross section.

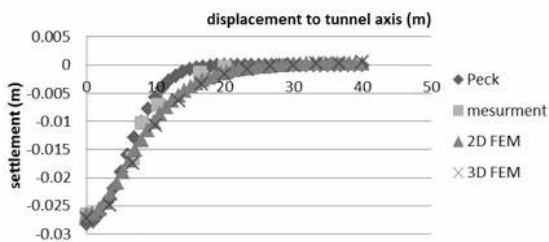


Figure 4: Transverse settlement trough using the 3D and 2D FEM and Peck's equation

Figure 4 also shows the results of 3D FE-modelling. The measured settlements appear to be well matched to the crown pressure of 125kPa in the analysis. The results were taken at 2xD behind the tunnel face, at the location of the measurements.

The results of the 2D grout pressure method are shown in the figure. In 2D grout pressure method radial pressure equal to 136kPa instead of 125kPa in 3D. The slightly difference in radial pressure between 2D and 3D indicates that the face pressure of the 3D analysis does not much contribute to the development of surface settlements.

All three solutions were shown well matching with the measurements, but it can be seen Peck's solution was closer than the others.

CONCLUSION

In empirical solution a solid method determining the loss of volume a priori is not available. Moreover, the fact that the bending point coefficient i is hard to determine, or can only be estimated.

In 3D FE-modelling the simulation of a slurry shield tunnel by the step-by-step pressure method gives good results when

comparing with the measurement by using same pressure distribution in reality, but it still time consuming.

In 2D FE-modelling the simulation of a slurry shield by the grout pressure method the difference in the applied radial pressure between 2D and 3D to match the measured surface settlement was founded to be small. 2D FE-modelling was faster than 3D.

Références

- [1] Möller, S., "Tunnel Induced Settlements and Structural Forces in Linings", PhD Thesis, Stuttgart University, 2006.
- [2] BAKKER, K. J., "Monitoring the second heineoord tunnel", Commission K100, report, Centre for Underground Construction (COB), The Netherlands, 1999.
- [3] BRINKGREVE R. B. J. and VERMEER P. A., "PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses", A. A. Balkema, Rotterdam, 2001.
- [4] CHOU, W.I. and BOBET, A., "Predictions of ground deformations in shallow tunnels in clay", Tunnelling and Underground Space Technology, 17:3-19, 2002.
- [5] Cheng ChngYih., "Finite element study of tunnel-soil-pile interaction", Unpublished M.Sc. thesis, National University of Singapore, Singapore, 2003.
- [6] ÜÇER, S., "Comparison of 2D and 3D finite element models of tunnel advance in soft ground: a case study on Bolu tunnel", Unpublished M.Sc. thesis, Middle East Technical University, Turkey, 2006.
- [7] PLAXIS 3D Tunnel User's Manual. Delft, Netherlands: Delft University of Technology & PLAXIS B.V., 2004.
- [8] Vermeer, P.A., "On a smart use of 3D-FEM in Tunneling", PLAXIS Bulletin 11, 2001.
- [9] Bakker, K. J., F. de Boer & K.Uiper j. C., "Extensive independent research programs on Second Heineoord tunnel and Botlek Rail tunnel", in: XII ECSMGE, Amsterdam, The Netherlands, 1999b.
- [10] C.W.W. Ng H.W. Huang & G.B. Liu. "Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground", Taylor & Francis Group, London, UK, 2009.
- [11] Chapman, D. N. and Metje, N., and Stärk, A., "Introduction to tunnel construction", Spon Press, 2010.
- [12] Pinto, F., and Whittle, A. J., "Ground Movements due to shallow tunnels in soft ground: 1. Analytical solutions", Submitted for publication ASCE Journal of Engineering Mechanics, 2011.
- [13] COB - Commission K100, "Monitoring The Second Heineoord Tunnel", the Ministry of Transport, Public Works and Water Management for the province of Zuid Holland, the Netherlands, 1999.

ÉTUDE DES GLISSEMENTS DE TERRAIN DE LA KABYLIE

Lynda Djerbal

Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, Faculté de Génie Civil, (LEEGO), Algérie

► RÉSUMÉ

Les mouvements de terrain constituent l'un des aléas naturels les plus répandus à travers le monde. Ils engendrent, chaque année, des coûts et des dommages d'une importance variable. En Algérie, cet aléa connaît une importante activité depuis les deux dernières décennies. Chaque hiver, des désordres nécessitant des coûts de plus en plus lourds, sont enregistrés dans plusieurs régions. La Kabylie, située au nord de l'Algérie, est l'une des régions les plus affectées par ce phénomène, avec plus de quatre-vingt et quatre (84) sites urbains instables. L'objectif de cette recherche est de présenter une synthèse des travaux réalisés pour l'étude des trois glissements de terrain majeurs qui affectent la région de Kabylie, en l'occurrence les glissements de Ain El Hammam, Tizirt et Azazga. Les sites étudiés ont subi la réactivation d'anciens glissements et l'apparition de nouveaux, aidé par un climat pluvieux et fort variable. Ces glissements sont caractérisés par un mouvement très actif s'étendant sur des surfaces très vastes atteignant dans le cas des glissements de Tizirt environ 250 ha. La difficulté de l'estimation de la stabilité dépend de plusieurs facteurs qui interagissent simultanément. En outre, le suivi morphologique des sites en utilisant les outils des Systèmes d'Information Géographiques (SIG) a permis de mieux caractériser ces mouvements de terrain. Les recherches effectuées ont permis de proposer un modèle pour la cartographie du risque et de l'aléa induits par le mouvement de terrain qui a été appliqué pour ces trois glissements. Une modélisation numérique par éléments finis a été également réalisée pour le glissement de Ain El Hammam en considérant un processus de rupture progressive qui prend en compte les fluctuations du niveau de la nappe. Les résultats de la modélisation ont permis d'évaluer l'influence des paramètres hydriques sur l'évolution et la propagation de ce glissement.

..... Mots clés : Kabylie ; Glissement ; SIG ; Morphologie des déformations ; Risque ; Modélisation numérique. ◀

INTRODUCTION

Le Nord de l'Algérie, de part sa morphologie montagneuse, subi chaque hiver des mouvements de terrain d'intensité de plus en plus croissante. La wilaya de Tizi-Ouzou fait partie de la région de Kabylie. Elle est localisée à environ 100 Km de la capitale Alger dans Nord de l'Algérie et est caractérisée par plusieurs instabilités majeures, tels que le glissement d'Ain El Hammam, le glissement d'Azazga. Cette wilaya, composée de 67 communes, compte 1127607 habitants répartis sur une superficie de 3568 Km². Le changement climatique que connaît cette région depuis quelques années a nettement influencé l'activité du mouvement des versants instables de plusieurs villes. En effet, 84 instabilités affectant des sites urbains ou des infrastructures routières ont

été observés durant cette dernière décennie. Ces instabilités ont créés ainsi un risque majeur pour la sécurité des biens et des personnes exposées à cet aléa ainsi que des coûts qui pèsent très lourds sur l'économie et le développement des villes affectées. Les glissements de terrain qui affectent les villes d'Ain El Hammam, Azazga et Tizirt, qui constituent les trois cas majeurs observés dans cette région de part leur importante étendue et l'ampleur des désordres engendrés, seront étudiés dans ce travail. Les outils des Systèmes d'Information Géographique (SIG) et de modélisation numérique seront exploités pour mieux comprendre ces instabilités.

DESCRIPTION DES GLISSEMENTS ÉTUDIÉS

LE GLISSEMENT DE TERRAIN D'AZAZGA

La daïra d'Azazga est située à environ 20 kms à l'Est de Tizi-Ouzou (Fig.1). Elle est localisée à une altitude d'environ 450 m dans un replat. Azazga est localisée (Saadallah, 1999) dans les flysch du Sébaou-Azazga composés de terrains argileux et marneux (Fig. 1). Les résultats des campagnes de reconnaissance réalisées dans cette région montrent que le site est composé d'un multicouche avec une stratigraphie inclinée orientée dans le sens de la pente du versant. L'inclinaison des pentes des versants d'Azazga est comprise entre 10 et 15°. Cette région a connu plusieurs instabilités de terrain depuis 1952. En 1985, les instabilités ont affectées une superficie d'environ 439.56 ha (LCTP, 2004). En outre, la longue période neigeuse de février 2012 a réactivé l'instabilité du centre-ville et plusieurs autres instabilités de

la région d'Azazga. Depuis, des réactivations marquées du mouvement sont observées chaque hiver.

LE GLISSEMENT DE TERRAIN DE TIZIRT

La région de Tizirt est située en Grande Kabylie (Algérie) sur la côte de la mer Méditerranée à environ 39 km au Nord de Tizi-Ouzou. Elle est localisée, selon la carte géologique de la région de l'Algérois (Saadallah, 1999) (Fig. 1), dans des terrains plissés appartenant à deux unités, une à faciès tellien et l'autre à faciès numidien (Guirous et al., 2014). Ces formations sont appelées Flysch Sébaou-Isser. Les campagnes de reconnaissance du site ont révélé la présence d'un substratum constitué de marnes du Crétacé feuilletées, d'un pendage d'environ 30 à 40° orienté dans le sens de la pente du versant surmontées, par des

formations quaternaires superficielles composées de blocs de grès emballés dans une matrice argileuse. Cette ville est affectée par deux instabilités de terrain d'une importante étendue, qui affectent des pentes de faible inclinaison (10 à 13°). La première instabilité, date de l'hiver 1970, affecte le centre ville de Tizirt. L'arrachement principal de ce glissement est situé dans la colline Sour-Bouaouine à une altitude d'environ 270 m et à environ 1390 m de la mer mobilisant ainsi une superficie d'environ 136 ha (Guirous et al., 2013). La deuxième instabilité est très active en particulier depuis 2009. Elle affecte principalement la zone portuaire et la RN 24. Par ailleurs, les signes du mouvement sont observés sur une superficie d'environ 90 ha.

LE GLISSEMENT DE TERRAIN D'AIN EL HAMMAM

La commune d'Ain El Hammam est située à environ 50 km au Sud Est de la ville de Tizi-Ouzou. Elle est localisée dans des terrains métamorphiques essentiellement schisteux et micacés (selon la carte géologique publiée dans Saadallah (1999), Fig. 1). Le versant du centre-ville de cette commune est affecté depuis décembre 1969 par un glissement actif et étendu (LNTPB, 1972). La réactivation de ce mouvement de terrain en 2009 a été marquée par une nette évolution en surface et en profondeur de la zone instable. L'étude géotechnique du versant

a montré que ce dernier est composé de schistes satinés altérés sur une importante épaisseur surmontés par un recouvrement superficiel composé de débris de schiste emballés dans une matrice argileuse. Le versant affecté par le mouvement de terrain à Ain El Hammam est d'une inclinaison de 40° à 60° vers le Sud. Ce glissement de terrain est très complexe. Il résulte de l'emboîtement et de la superposition de plusieurs surfaces de rupture qui donne au versant une allure en gradins (Fig. 4) (Djrbal et Melbouci, 2013).

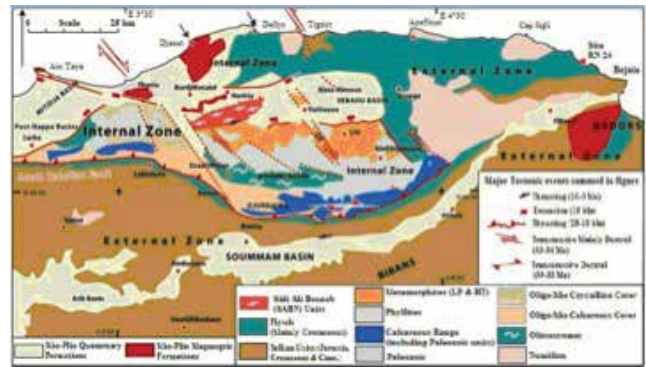


Figure 4: Transverse settlement trough using the 3D and 2D FEM and Peck's equation

LES CAUSES DE L'ACTIVITÉ DES INSTABILITÉS DE TIZI-OUZOU

L'étude basée sur 84 cas de glissements observés dans la Wilaya de Tizi-Ouzou montre que l'activité des mouvements de terrain est nettement liée à l'eau et à l'homme. Cette étude permet d'observer que 65% de ces glissements sont déclenchés ou réactivés par le seul effet du climat (Tableau 1). De plus, 60%

des glissements de grande ampleur (affectant une superficie supérieure à 2 Ha) sont réactivés par des événements climatiques. Ce qui permet d'observer la stabilité précaire et l'importante sensibilité des versants de Tizi-Ouzou aux mouvements de terrain.

Cause de l'instabilité	Nombre de variables	Nombre de cas observés	Pourcentage (%)
Catégorie 1 : Instabilités déclenchées ou réactivées par des activités anthropiques et d'actions climatiques (importants terrassements en période hivernale).	84	26	30.95
Catégorie 2 : Mouvements de terrain réactivés ou déclenchés par l'effet du climat et d'une faible activité anthropique (déboisement, faibles terrassements).	84	3	3.57
Catégorie 3 : Glissements déclenchés et réactivés par le seul effet des actions climatiques (pluies diluviennes, neige,...). Ces cas correspondent à des sites se trouvant en état de stabilité précaire ou à une réactivation d'anciens mouvements.	84	55	65.48

Tableau 1 Étude des causes de déclenchement des glissements de Tizi-Ouzou.

CARTOGRAPHIE DES GLISSEMENTS ÉTUDIÉS

La gestion des aléas naturels constitue une problématique majeure, en particulier quand des biens et des personnes sont exposés. Par ailleurs, l'évolution des moyens d'acquisition et des systèmes d'informations géographiques a permis une meilleure caractérisation de ces phénomènes.

DÉLIMITATION ET MÉCANISMES DE DÉFORMATION DES INSTABILITÉS ÉTUDIÉES

Les mécanismes de déformation des versants naturels instables sont divers. La déformation progressive du terrain dépend

principalement de la structure et de la morphologie du versant. Pour les glissements de terrain d'Azazga et de Tizirt, une déformation globale du versant vers l'aval a été observée (avec l'apparition de quelques arrachements de terrain dus au mouvement). Tandis que le glissement d'Ain El Hammam est plus complexe (il résulte de l'emboîtement de plusieurs surfaces de glissement). La délimitation de l'étendue de ces glissements a été réalisée moyennant les outils des Systèmes d'Information Géographiques (SIG).

Le glissement d'Azazga

Le versant du centre-ville d'Azazga subit un mouvement global et profond. L'étendue de la zone instable a été estimée à environ 90 ha. Le glissement affecte une couche de sol d'une épaisseur supérieure à 23 m (Djerbal et al., 2014). Il se développe le long d'une couche d'argile marneuse remaniée et altérée (par l'effet du mouvement et de l'eau) selon une rupture plane. La longueur maximale de l'instabilité est d'environ 750 m. Les déplacements observés pendant la rupture de mars 2012 sont d'ampleur remarquable. Par ailleurs, plusieurs escarpements parallèles sont observés dans ce versant (Fig. 2).

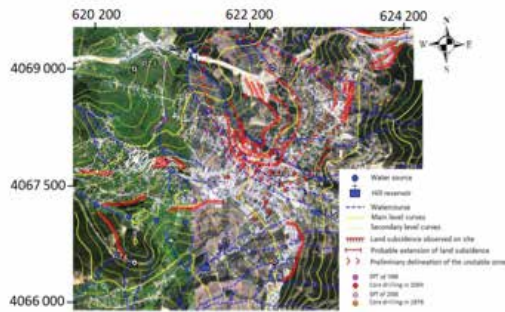


Figure 2 Mécanismes de déformation des glissements d'Azazga.

Le glissement de Tizirt

La ville de Tizirt est caractérisée par deux glissements majeurs affectant d'importantes superficies. Ces deux glissements se développent le long de l'interface entre le substratum et la couche superficielle selon une surface de rupture plane. Le mouvement de terrain du centre-ville affecte une superficie supérieure à 136 ha et un volume de quelques millions de mètre cube. La longueur maximale de la surface affectée par le mouvement est de l'ordre de 1390 m (Guirous et al., 2014). Le glissement de terrain affectant la zone portuaire est le plus actif et affecte une superficie d'environ 90 ha. La longueur maximale de la surface instable est supérieure à 1000 m (Fig. 3). Les versants instables ont subi plusieurs processus de déformation qui se manifestent en surface par l'apparition de lignes d'arrachement longitudinales et transversales. En outre, ces zones d'arrachement peuvent constituer des zones de stagnation et d'infiltration des eaux de pluies jusqu'à la surface de rupture qui contribueront à l'évolution et à la réactivation du mouvement de terrain.



Figure 3 Mécanismes de déformation des glissements de Tizirt.

Le glissement d'Ain El Hammam

Le glissement de terrain qui affecte la ville d'Ain El Hammam est très complexe. Ce mouvement met en jeu plusieurs mécanismes simultanément. Plusieurs surfaces de glissement ont été reconnues dans cette zone (dans la partie instable de la ville et du versant), ainsi que des indices de mouvements récents dans

le versant et la partie aval de la ville. Les visites effectuées au site instable et les résultats des mesures topographiques ont permis de déceler quelques indices d'instabilité ainsi que des informations concernant les mécanismes de ce mouvement. Plusieurs déformations superficielles qui traduisent une morphologie résultant de l'existence d'une multitude de surfaces de glissement ont été déterminées (Fig. 4). Par ailleurs, les mécanismes principaux de déformation du versant instable d'Ain El Hammam sont définis à partir d'une analyse spatiale de l'évolution du mouvement en exploitant les outils des SIG. Trois mécanismes principaux sont définis pour ce mouvement en 2012 (Djerbal et Melbouci, 2013). Le premier mécanisme s'étend sur une superficie d'environ 4.50 ha, le second s'étend sur 13.50 ha et le dernier affecte une superficie d'environ 23 ha (Fig. 5). En outre, Le glissement a connu plusieurs réactivations marquées depuis 1969 qui ont été organisées selon l'étendue affectée en quatre (04) phases (Fig. 6).

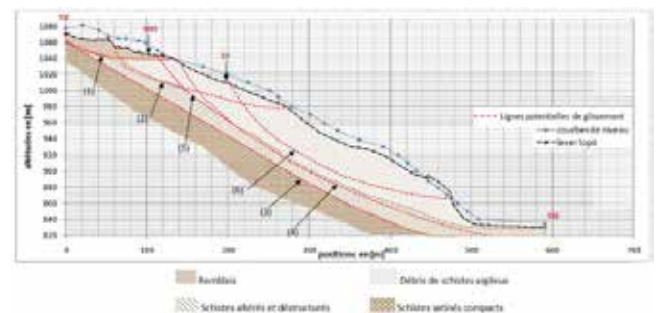


Figure 4 Structure du glissement de terrain d'Ain El Hammam (Djerbal et Melbouci, 2012).



Figure 5 Mécanismes de déformation du glissement.



Figure 6 Evolution spatiale du glissement.

CARTOGRAPHIE DE L'ALÉA AU NIVEAU DES SITES ÉTUDIÉS

La méthode utilisée pour l'évaluation et la cartographie de ces trois glissements est fondée sur une approche quantitative, basée sur la cartographie de certains indices de l'instabilité en utilisant les outils des SIG. Ces indices sont répartis en deux catégories : Les paramètres du mouvement et les paramètres de prédisposition du site à subir des instabilités (Djerbal, 2013). L'aléa est ensuite évalué à partir de l'équation (1) et nécessite la connaissance de la répartition spatiale de chaque paramètre (définis dans Djerbal, 2013 et Djerbal et al. 2014). L'aléa est réparti en cinq (05) catégories (Très faible, Faible, Moysen, Fort et Très fort).

$$I_{\text{aléa}} = I_i + I_v + I_r + I_p + I_h \quad (1)$$

Avec: I_i : étendue des signes du mouvement, I_v : vitesse du mouvement, I_r : type de rupture, I_p : orientation des plans de pendage ou de stratigraphie, I_h : hydrologie.

Cartographie de l'aléa au niveau de la ville d'Azazga

Les résultats de l'étude montrent qu'une importante superficie de la ville d'Azazga est caractérisée par une sensibilité à l'aléa mouvement de terrain (Fig. 7). Il s'agit principalement du centre-ville où l'aléa fort s'étale sur une superficie d'environ 90 ha.

Cartographie de l'aléa au niveau de la ville de Tizirt

Les résultats obtenus montrent qu'une importante superficie de cette ville est susceptible de subir des mouvements de terrain. La catégorie d'Aléa très faible n'a pas été observée au niveau de ce site, vu l'orientation des plans de stratigraphie des sols dans le sens de la pente du versant. L'aléa très fort a été évalué pour une superficie d'environ 40 ha et l'aléa fort affecte une superficie d'environ 130 ha (Fig. 8).

Cartographie de l'aléa au niveau du centre-ville d'Ain El Hammam

La cartographie de l'aléa induit par le glissement de terrain du centre-ville d'Ain El Hammam montre qu'une superficie d'environ 10 ha est affectée par un aléa fort et environ 4 ha affecté par un aléa très fort (Fig. 9).

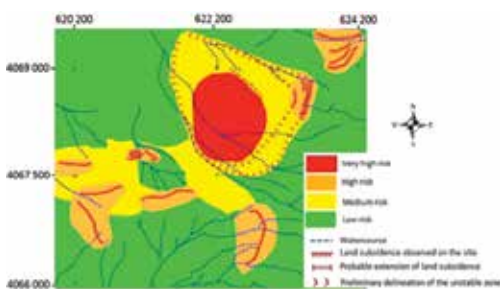


Figure 7 Carte d'aléa de la ville d'Azazga

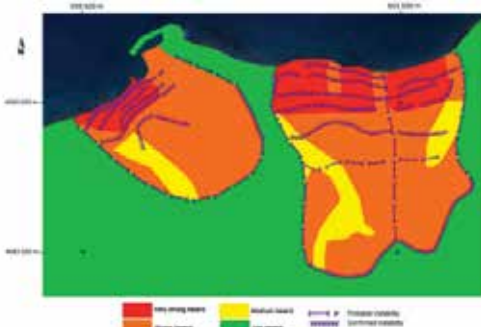


Figure 8 Carte d'aléa de la ville de Tizirt

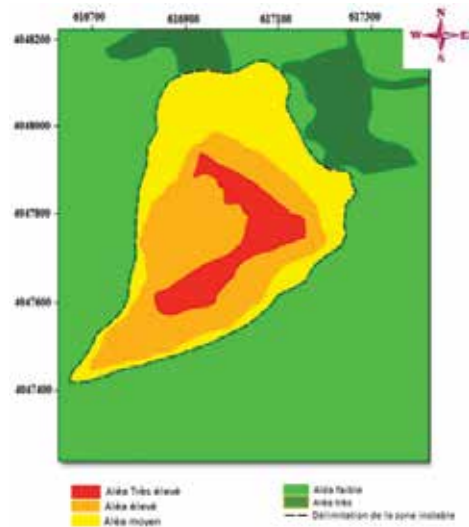


Figure 9 Carte d'aléa du glissement d'Ain El Hammam.

CARTOGRAPHIE DU RISQUE INDUIT PAR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

L'évaluation du risque, en utilisant la méthode de Djerbal et Melbouci (2013), est réalisée en effectuant un croisement entre l'aléa et la vulnérabilité du site (représentée par la densité de l'urbanisation) moyennant une matrice à double entrée. Ce type de matrices est très utilisé pour l'évaluation du risque de mouvement de terrain Italie, en utilisant d'autres entrées. Le risque est organisé en cinq (05) classes (Très faible, Faible, Moyen, Élevé et Très élevé) (Djerbal et Melbouci 2013 ; Djerbal, 2013).

Cartographie du risque au niveau de la ville d'Azazga

Les résultats des étude du risque induit par les mouvements de terrain au niveau d'Azazga ont permis de classer une superficie d'environ 43 ha en zone à risque très élevé ainsi qu'une superficie d'environ 160 ha en zone à risque élevé (Fig. 10).

Cartographie du risque au niveau de la ville de Tizirt

Les résultats obtenus ont permis de classer une superficie d'environ 100 ha en risque très élevé et environ 41 ha en risque élevé. Par ailleurs, la carte obtenue montre le risque majeur affecte le centre-ville et la zone portuaire (Fig. 11).

Cartographie du risque au niveau du centre-ville d'Ain El Hammam

Les résultats de la cartographie du risque induit par le mouvement de terrain du centre-ville d'Ain El Hammam montrent qu'une superficie d'environ 3 ha est affectée par un risque très élevé et une superficie d'environ 6 ha est caractérisée par un risque élevé (Fig. 12).

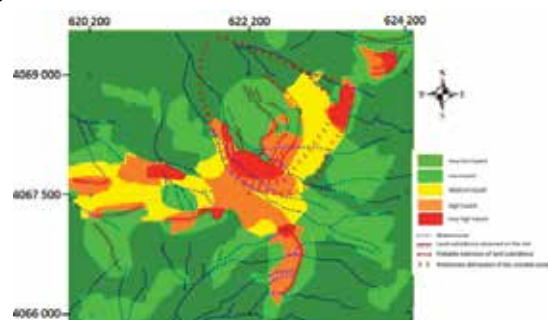


Figure 10 Carte de risque au niveau d'Azazga

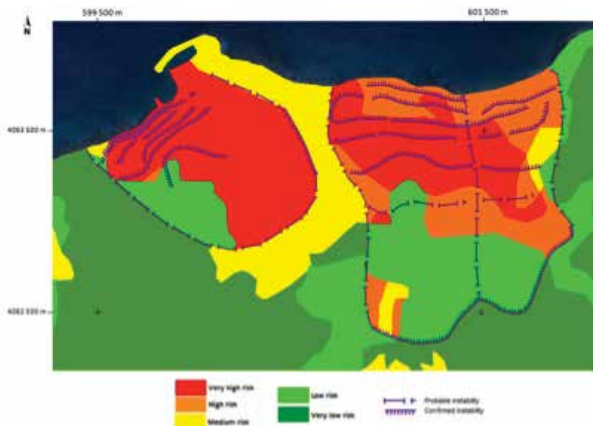


Figure 11 Carte de risque au niveau de Tizirt

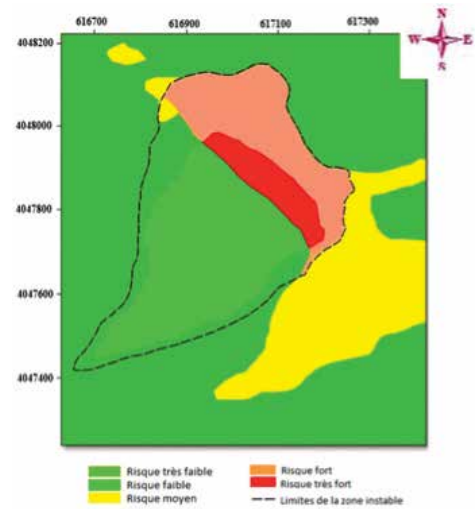


Figure 12 Carte de risque glissement de terrain au niveau d'Ain El Hammam.

MODÉLISATION DU GLISSEMENT DE TERRAIN D'AIN EL HAMMAM

L'étude de la stabilité du versant du centre-ville d'Ain El Hammam sous l'effet du facteur hydrique (fluctuations de la nappe d'eau en fonction des saisons) est réalisée en trois cycles. La première phase de cette modélisation est réalisée en prenant en considération le profil et les conditions observés pour ce site en juin 2009 (une nappe qui se trouve à 10 m de profondeur). Chaque cycle hydrologique comprend quatre phases de calcul qui représentent les fluctuations des niveaux de la nappe d'eau (il s'agit respectivement des niveaux de nappe suivants : à 10 m du niveau du terrain naturel, à 5 m du terrain naturel, au niveau du terrain naturel et à 5 m du terrain naturel). Par ailleurs, chaque phase de calcul est effectuée avec la prise en compte du profil déformé de la phase précédente.

Les résultats obtenus (Djeral et Melbouci, 2014) montrent l'importante influence des fluctuations des niveaux de la nappe sur l'activité et l'évolution du glissement de terrain d'Ain El

Hammam (Fig. 16, 17 et 18) et sur le coefficient de sécurité (Fig. 13). Le déplacement maximal obtenu après la réalisation des trois cycles hydriques est supérieur à 9 m (Fig. 14) ; il affecte le boulevard Amirouche et la zone du marché. La modélisation numérique confirme la structure complexe de ce glissement qui résulte de l'emboîtement et de la superposition de plusieurs plans de rupture formant une surface de rupture globale (Fig. 15). Les résultats du calcul de la rupture progressive du versant montrent que ce glissement est caractérisé par des périodes de ralentissement du mouvement qui correspondent à une nappe à 10 m de profondeur. Le rabattement de la nappe à une profondeur de 10 m du niveau du terrain naturel a permis d'augmenter le coefficient de sécurité d'environ 30% mais reste insuffisant pour assurer la stabilité du versant. Par ailleurs, ces résultats représentent convenablement la morphologie et la cinématique du glissement observées in situ pendant la période (2009-2014).

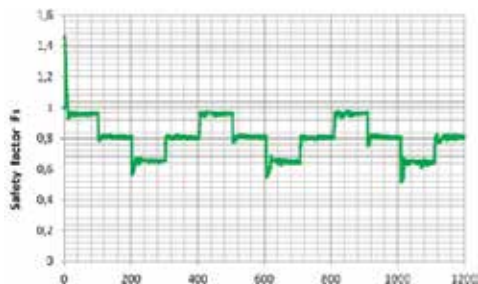


Figure 13 Évolution du coefficient de sécurité

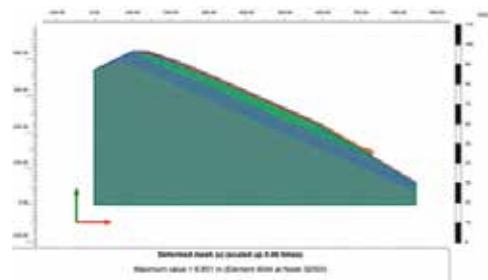


Figure 14 Déformation finale du versant

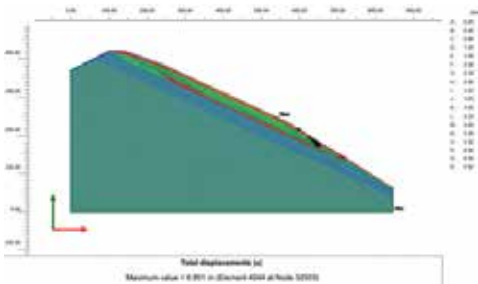


Figure 15 Propagation des plans de rupture

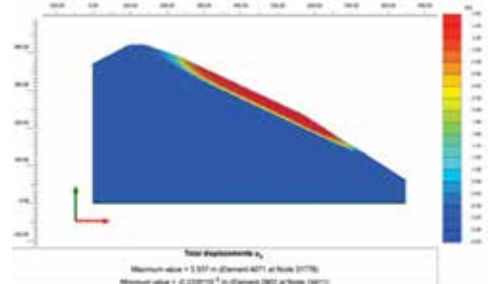


Figure 16 Déplacements maximal au cycle 1

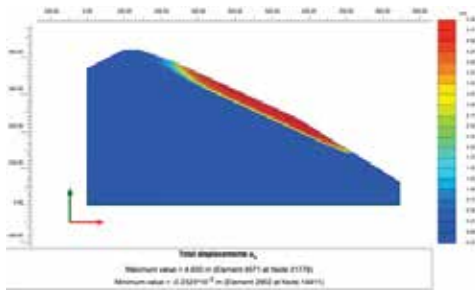


Figure 17 Déplacement maximal au cycle 2

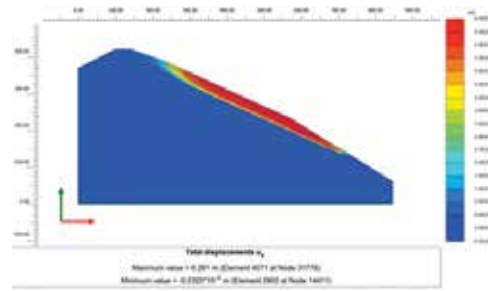


Figure 18 Déplacement maximal au cycle 3

CONCLUSION

L'étude menée sur un échantillon de (84) mouvements de terrain affectant des villes de la wilaya de Tizi-Ouzou a permis de déceler les causes principales de l'activité de ces phénomènes et de mettre en évidence l'influence importante du facteur hydrique sur la stabilité des versants. Cette étude confirme ainsi le constat déjà établi à travers l'étude des trois glissements majeurs de la wilaya de Tizi-Ouzou.

Les mouvements de terrain de Tizi-Ouzou affectent souvent des zones urbaines et pèsent très lourds sur l'économie de plusieurs régions, ce qui justifie le développement d'une méthode permettant l'évaluation du risque induit par ces aléas. Cette méthode, basée sur une approche quantitative, a permis moyennant les outils des SIG d'évaluer et de

cartographier le risque induit par les mouvements de terrain dans les villes d'Azazga, Tizirt et Ain El Hammam. Les résultats obtenus montrent que plusieurs sites urbains de ces villes sont exposés à un risque élevé.

La modélisation numérique de la rupture progressive du versant du centre-ville d'Ain El Hammam a permis de mettre en évidence et de confirmer la relation étroite existante entre l'activité du glissement et le climat (représenté par des fluctuations du niveau de la nappe). Les résultats obtenus montrent également qu'un rabattement de la nappe à une profondeur de 10 m du niveau du terrain naturel permet d'augmenter le coefficient de sécurité de 30%.

Références

- [1] Djerbal L. et Melbouci B. (2012) Le glissement de terrain d'Ain El Hammam (Algérie) : causes et évolution, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 71, pp. 587-597.
- [2] Djerbal L. (2013) Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam (Algérie), These of Doctorate degree of the University of Tizi-Ouzou, Algeria, July 1st.
- [3] Djerbal L., Melbouci B. (2013) Contribution to the mapping of the landslide of Ain El Hammam (Algeria). Advanced Materials Research, Vol. 601: 332-336.
- [4] Djerbal L., Alimirina N., Melbouci B., Bahar R. (2014) Mapping and Management of Landslide Risk in the City of Azazga (Algeria). In Landslide Science for a Safer Geoenvironment (pp. 463-468). Springer International Publishing.
- [5] Djerbal L., Melbouci B. (2014) Numerical Modeling of the Climate Effect on the Evolution of the Landslide of Ain El Hammam (Algeria), Engineering Geology for society and Territory, Vol 2: 1255-1260.
- [6] Guirous L., Dubois L., Melbouci B. (2014) Contribution à l'étude du mouvement de terrain de la ville de Tizirt (Algérie), Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 73(4): 971-986.
- [7] Guirous L., Djerbal L., Alimirina N., Melbouci B., and Bahar R. (2013) Caractérisation des glissements de terrain de la région de Tizi-Ouzou (Algérie). In 1st International Conference on Landslides Risk, Ain Drahem – Tabarka, Tunisia, 14, 15 et 16 Mars 2013. pp. 117-128.
- [8] LCTP (2004) Étude géotechnique d'urbanisation POS A1 et A5 Azazga. File No. 31.04.0049.
- [9] LNTPB (1972) Marché d'Ain El Hammam étude géologique et géotechnique du glissement, Document interne.
- [10] Saadallah A. (1992) Le Cristallin de la Grande Kabylie (Algérie) : sa place dans la chaîne des Maghrébides". Thèse ès Sciences, pp. 260, USTHB, Alger, Algérie.

EVALUATION OF AXIAL COMPRESSION RESISTANCE OF BORED PILES FROM PILE LOAD AND CONE PENETRATION TEST

Enass Moutasim Ayoub
University of Science and Technology, Sudan



ABSTRACT

This paper presents an evaluation of the axial capacity in compression of bored piles installed in some Sudanese soils by direct loading tests and indirect predictive methods based on cone penetration test (CPT) data. The study examines the existence of relationships between pile capacities determined from pile testing and estimated from the CPT data. The study program comprised of performing direct load tests on eight instrumented bored piles, drilling boreholes and performing CPT soundings in different soil strata adjacent to the tested piles. Strain gauges and specially designed and fabricated load cells were utilized to enable separate determination of the shaft friction and end components of the test piles capacity. From analysis of the test results, correlations have been developed between the pile side friction and tip resistances and the CPT data.

..... Keywords: Bored piles, pile capacity, pile load test, CPT, pile instrumentation

INTRODUCTION

A bored cast-in-place pile or "drilled shaft" is a system of deep foundations used to support heavy loaded structures such as large bridges and high rise buildings. In Sudan, bored piles have been introduced and used as a feasible foundation system in the construction industry since the sixties of the 20th century however; the research studies carried out on the suitability of this important foundation option for Sudanese soil conditions are still very limited. The carrying capacities of bored piles can be evaluated from performing full scale load tests or using some published empirical and semi-empirical methods. Full scale load tests are rarely feasible in the stage of planning and are normally used to confirm a theoretically based design based on field and laboratory test results.

Several semi-empirical methods have been developed in various countries to relate the results of the static cone penetration test (CPT) to the carrying capacity of piles bearing in different soil strata. The present study aims to develop a relationships between pile load test results and cone penetration test data.

A comprehensive testing program was planned and undertaken at a selected site in Khartoum area.

It comprised testing of instrumented bored piles loaded to failure and CPT soundings made adjacent to the tested piles locations. Instrumentations were installed along each test pile and at its base to facilitate separate determination of the tip resistance and skin friction components of the total pile capacity.

STUDY SITE AND SUBSOIL CONDITIONS

The study was undertaken at an experimental site located within the Building and Road Research Institute (BRRRI) Brick Factory compound in Soba West Suburb in southern eastern Khartoum. Four boreholes were drilled to 7.0m depth and four CPT soundings were performed adjacent to the locations of tested piles to investigate the subsurface conditions. The type of CPT penetrometer used was a 20 tons capacity machine equipped with a standard adhesion jacket cone. Eight load tests were

carried out on fully instrumented bored piles with the lengths and diameters. The locations of pile load tests, boreholes and CPT. The soil profile revealed at the study site indicated the presence of medium dense light brown clayey sand (SC) underlain by very stiff to hard dark brown silty clay of high plasticity (CH). The latter overlies a light to dark brown clay silt of low plasticity (ML) which was underlain by a layer of light brown poorly sand extending down to the bottom of the drilled boreholes.



STUDY SITE AND SUBSOIL CONDITIONS

TEST PILE INSTRUMENTATION

Details of the sizes of the eight instrumented bored piles tested and their relative embedment depths in the various subsurface strata are summarized in Table 1.

Bored Pile Designation	Pile Diameter (mm)	Pile Length (m)	Pile Portions Embedment in Various Soil Strata (m)				
			CL	SC	CH	ML	SM
TPA-1	200	3.5	-	2	1.5	-	-
TPA-2	200	5.0	-	2	2.5	0.5	-
TPA-3	200	6.0	-	2	2.5	1	0.5
TPB-1	300	3.5	-	2	1.5	-	-
TPB-2	300	5.0	-	2	2.5	-	0.5
TPB-3	300	6.0	2.5	-	2.5	-	1.0
TPC-1	400	3.5	-	2	1.5	-	-
TPC-2	400	5.0	-	2	2.5	0.5	-

Table 1: Piles Details and Substrata Encountered at Location of all Test Piles

PILE LOAD TEST PROCEDURE

The maintained load procedure specified in the ASTM Designations [6] was followed for testing piles. The load was applied by hydraulic jack against an anchored system consisting of a reaction beam fixed on two anchor piles. A proving ring of 2000kN capacity was used as load measurement device. The test piles were loaded in several increments; estimated as percentage of the estimated design load that derived using static analysis.

Each load was maintained for a minimum of one hour or until the rate of settlement of the pile top decreases to a value of 0.25mm/hour. The pile head displacement was recorded by two 0.01mm accuracy dial gauges mounted on reference beam. The settlement, strain gauge and load cell readings were recorded for each load. The failure criterion adopted is indicated by a rapid progressive settlement of the pile under a constant maintained load.

ANALYSIS AND DISCUSSION OF RESULTS

CORRELATION BETWEEN BORED PILE CAPACITY AND PENETRATION TEST DATA

The total nominal pile capacity determined from load tests was separated into the base resistance (q_b) and shaft resistance components (q_s) for each test pile.

In order to compare the calculated skin friction, base resistance and total pile capacities with the results of the CPT tests performed adjacent to the pile locations the two sets of data were analyzed separately as described below.

Relationship between bored pile skin friction and CPT tests data

The skin friction pile capacity values determined from pile load tests and the corresponding CPT data measured at various depths near the locations of the test pile were compared to examine the existence of some useful correlations which can be used for estimating q_s .

The nominal skin friction determined from pile load tests were plotted against the soil parameters derived from CPT values were used to develop correlations between the skin resistance on one hand and the CPT data on the other as shown in Fig 1. Several trials were made to find the best correlation between the skin friction with CPT test data which was found by relating q_s to the product of ($q_c \cdot R_f$).

Statistical regression analysis was used to describe mathematically the correlation between the two variables expressed in (MPa) units as given by Eq. 1 below.

$$q_s = -0.002(q_{cs} \cdot R_f) + 0.14 \quad (R^2=0.69) \quad (1)$$

Relationship between pile base resistance and penetration tests data

The nominal unit base resistance (q_b) was plotted against, the ($q_c \cdot R_f$) product obtained from CPT data as shown in Fig 2 below.

The relationship between the unit base resistance and the CPT data for bored piles shown in Fig. 2 can be expressed mathematically by the following equation :

$$q_b = 0.039(q_{cb} \cdot R_f) - 0.853 \quad (R^2=0.64) \quad (2)$$

Relationship between total pile capacity and penetration tests data

From the correlations developed between the skin friction and base resistance of bored piles on one hand and the CPT data on the other as given by Equations (1) and (2), it will be possible to evaluate the total nominal pile capacity Q_t by substituting in the general total pile equation and summing up the contribution of the two components as given below:

$$Q_t = Q_s + Q_b = q_s \cdot A_s + q_b \cdot A_p \quad (3)$$

Where Q_s is the nominal pile skin friction capacity and Q_b is the nominal base capacity, A_s is the pile shaft area and A_p is the pile base area.

Substitution of the values of (q_s) and (q_b) given in Equations (1) and (2) in E_q , (3) gives the following relationship between Q_t and the product of q_c and R_f parameters of the CPT data :

$$Q_t = [(-0.002(q_{cs} * R_f) + 0.14) * A_s + (0.039(q_{cb} * R_f) - 0.853) * A_p] \quad (4)$$

Therefore based on the correlations developed in the present study, Equation (4) may be used for estimating the combined nominal bored pile capacity for the Sudanese soil types tested from the CPT results.

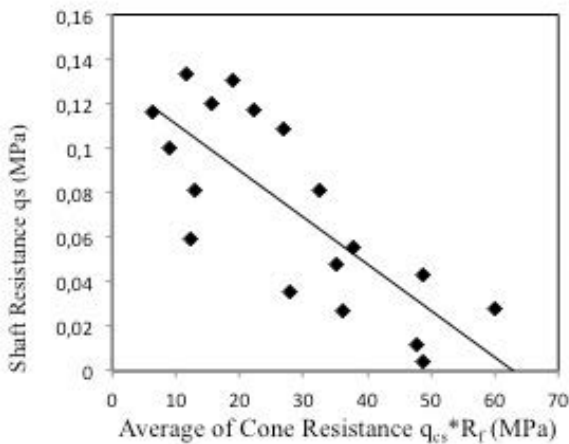


Figure 1: Relationship between shaft resistance and CPT data

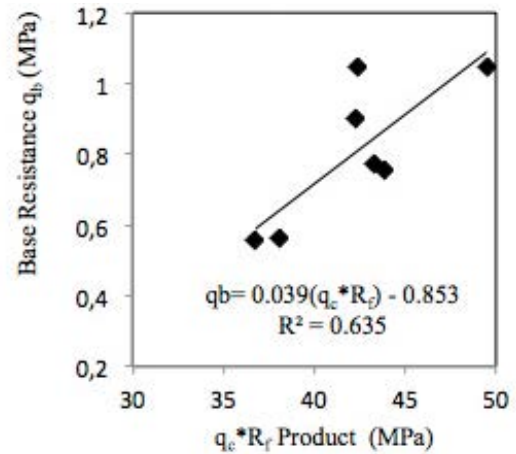


Figure 2: Relationship between unit base resistance and CPT data

CONCLUSION

The following findings and conclusions may be drawn from analysis and interpretation of the results of this study;

(a) Separate measurements of the nominal skin friction and base resistances of the total capacity of fully instrumented bored piles have been achieved successfully using strain gauges and load cells installed along the pile shaft and at its base respectively. The load cells were designed and fabricated locally for this purpose of this study and fabricated from stainless steel.

(b) Empirical mathematical correlations have been developed to estimate the unit skin friction (q_s) and unit end bearing (q_b) capacity components of bored piles installed in some Sudanese soils from the CPT data as given by Equations (1) and (2). Though derived from somewhat limited data, the developed correlations furnish a basis for further refinement and improvement through incorporation of additional data which might be obtained in similar future research studies.

Références

- [1] Aoki, N. and Velloso, D. A. (1975), "An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles" Proceedings of 5th Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Vol. 1, 367 – 376.
- [2] ASTM D 1143-81, Annual Books of ASTM Standards, USA, 1981.
- [3] Bustamante, M. and Gianeselli (1982), "Pile Bearing Capacity Prediction by Means of Static Penetration CPT" Proceedings of 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, Vol. 2, 493 – 500.
- [4] DeRuiter, J. and Beringen, F. L. (1979), "Pile Foundations for Large North Sea Structures" Marine Geotechnolgy, 3(3), 267 – 314.
- [5] Osman M. A. (1984), "Analysis of Field Pile Loading Tests and Comparison with Theoretical Predictions" Proceeding of 1st Engineering Conference 7-12 December 1984, Khartoum, Sudan
- [6] Schmertmann, J. H. (1978), "Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design" U.S. Department of Transportation, FHWA-TS-78-209w

PATHOLOGIE DES CHAUSSEES DES ZONES FORESTIERES : CAS DU TRONÇON AYOS-ABONG MBANG (CAMEROUN, AFRIQUE CENTRALE)

Marinette Belek¹, Mbida Yem^{1,2}, P. Nouanga¹

¹Laboratoire National de Génie Civil, Yaoundé, Cameroun.

²Université de Yaoundé I, Yaoundé, Cameroun.

RÉSUMÉ

La route AYOS - ABONG MBANG est une chaussée souple à assise non traitée. Longue de 89 km, elle possède deux accotements en enduit superficiel bicouche de 1,5 m. Outre le revêtement en enrobé bitumineux de 5 cm, le corps de chaussée comporte une couche de base en grave concassée 0/31.5 de 20 cm, et une couche de fondation en grave latéritique de 25 cm. Elle a été dimensionnée pour un trafic de type T3 devant accueillir 300 à 750 véhicules poids lourds par jour. Le comptage au bout de trois années de service a révélé un taux d'accroissement du trafic poids lourds supérieur à 400%.

Afin d'évaluer l'état de service dudit tronçon, une campagne d'auscultation par mesure de la déformation et relevé visuel des fissurations a été réalisée sur neuf sections témoins de 500m chacune. De cette campagne, trois niveaux de pathologies majeures ont été recensés : le faïençage d'affaissement, le faïençage de dessiccation et l'orniérage. L'analyse des données recueillies montre que le faïençage d'affaissement est concentré au niveau des bandes de roulement. En ce qui concerne la déformation, l'ornière mesurée indique des valeurs comprises entre 2 et 5 cm ; tandis que la déflexion se traduit par 43% des valeurs supérieures au seuil de mise en service de 65/100mm. Tous ces résultats laissent entrevoir une dégradation précoce due à une structure de chaussée inadaptée au trafic et à une dessiccation par retrait thermique du liant de la couche de roulement.

Mots clés : Chaussée souple, poids lourds, déformation, fatigue précoce.

SUMMARY

The AYOS – ABONG MBANG road is a flexible road made of untreated bearing layer. With 89 km long, it has two shoulders of 1.5 meter-wide, covered by a double surface dressing. Apart from the asphalt of 5 cm thickness, the pavement includes a base layer in crushed gravel (0/31.5) of 20 cm, and foundation layer in lateritic gravel of 25 cm. It was sized for a T3 traffic type to accommodate 300 to 750 vehicles heavy weight per day. After three years of service, count revealed a growth rate of more than 400% heavy traffic.

In order to appreciate the standard of that section, an auscultation campaign by measurement of the deformation and visual survey of damages was carried out on nine sections of 500 m each. From this campaign, three levels of major pathology have been identified: scuffing of subsidence, scuffing of desiccation and rutting. Analysis of data shows that scuffing of subsidence mainly concerns the treads. As regard to the deformation, the measured rut indicates values between 2 and 5 cm; while the deflection indicates 43% of values greater than the early threshold service value of 65/100mm. All these results suggest early damage due to an insufficient roadway structure with regard to the traffic and wearing sequence desiccation associated to heat contraction.

Keywords: Flexible road, heavy traffic, road deformation, early damage.

INTRODUCTION

La route Ajos - Abong Mbang est située dans la partie Centre-Est du Cameroun (Fig. 1), dans la zone de forêt équatoriale. Le bassin hydrographique de surface est marqué par la présence du fleuve Nyong. Pour permettre le franchissement de ce cours d'eau, deux ponts ont été construits à deux points du tronçon: le premier à la sortie d'Ajos (75 m) et le second à l'entrée d'Abong Mbang (50 m).



Fig. 1 Localisation de la zone du projet. La ligne blanche marquée indique le tronçon étudié.

Selon les termes de référence du projet de construction de cette route [6], la structure de chaussée est de type souple. Elle a été dimensionnée pour un trafic T3 [2] de 174 véhicules poids lourds en moyenne par jour et une durée de vie prévisionnelle de 15 ans. Ses assises sont constituées d'une fondation de 25 cm de grave latéritique et d'une couche de base de 20 cm de grave concassée 0/31.5. Son revêtement de surface est en enrobé bitumineux de 5 cm.

Le tronçon étudié s'étend sur 89 km environ. Il a été mis en service en septembre 2010, après une phase de travaux qui a duré 5 ans. Seulement, au bout de quatre années d'exploitation, des dégradations incluant des fissurations et des déformations ont été observées sur plus de 60% du tronçon (Fig. 2). Aussi, la présente étude se propose d'analyser ces pathologies afin de déterminer les causes probables de leur survenue.



Fig. 2 Mise en évidence des réparations (a : nids-de-poules, b : faiencage) antérieures à cette étude.

DONNEES & METHODE

Les données présentées dans cet article sont constituées des mesures de déformation de surface effectuées à la poutre Benkelman et des relevés visuels des fissurations (Fig. 3).



Fig. 3 Déroulement de la campagne : mesures des déflexions.

Pour la constitution de cette banque de données, les mesures ont été recueillies sur neuf profils. Pour chaque profil, les déflexions maximales (Tabl. 1) ont été relevées en quinconce et sur une section « témoin » de 500 m, avec un pas d'échantillonnage de 25 m.

En ce qui concerne les fissurations, elles ont été relevées sans discontinuité et sur toute la longueur du tronçon. Le matériel utilisé pour le repérage et la saisie des données était composé d'un topomètre électronique et d'un ordinateur équipé du système informatique VIZIROAD. Ce système est un logiciel conçu par le LCPC pour évaluer la qualité du réseau routier afin de déterminer les besoins d'entretien et de remise en état des chaussées. L'ensemble était embarqué dans un véhicule station wagon. Pour l'enregistrement des coordonnées de début et fin des sections, le véhicule était équipé d'un GPS relié à l'ordinateur de bord.

Section 1																					
PK	03+12,5	03+37,5	03+62,5	03+87,5	03+112,5	03+137,5	03+162,5	03+187,5	03+212,5	03+237,5	03+262,5	03+287,5	03+312,5	0+337,5	03+362,5	03+387,5	03+412,5	03+437,5	03+462,5	03+487,5	
Déflexion	100	68	88	84	68	64	56	56	84	60	100	84	68	80	76	84	80	84	68	80	
Section 2																					
PK	13+812,5	13+837,5	13+862,5	13+887,5	13+912,5	13+937,5	13+962,5	13+987,5	14+12,5	14+37,5	14+62,5	14+87,5	14+112,5	14+137,5	14+162,5	14+187,5	14+212,5	14+237,5	14+262,5	14+287,5	
Déflexion	84	76	88	80	84	84	80	84	76	60	68	72	80	88	68	60	76	68	72	64	
Section 3																					
PK	23+312,5	23+337,5	23+362,5	23+387,5	23+412,5	23+437,5	23+462,5	23+487,5	23+512,5	23+537,5	23+562,5	23+587,5	23+612,5	23+637,5	23+662,5	23+687,5	23+712,5	23+737,5	23+762,5	23+787,5	
Déflexion	60	56	76	68	72	60	56	56	52	60	56	48	52	52	72	68	76	68	72	64	

Section 4																				
PK	33+512,5	33+537,5	33+562,5	33+587,5	33+612,5	33+637,5	33+662,5	33+687,5	33+712,5	33+737,5	33+762,5	33+787,5	33+812,5	33+837,5	33+862,5	33+887,5	33+912,5	33+937,5	33+962,5	33+987,5
Déflexion	52	68	64	68	64	60	56	48	56	52	84	80	76	72	80	84	76	80	100	92
Section 5																				
PK	42+412,5	42+437,5	42+462,5	42+487,5	42+512,5	42+537,5	42+562,5	42+587,5	42+612,5	42+637,5	42+662,5	42+687,5	42+712,5	42+737,5	42+762,5	42+787,5	42+812,5	42+837,5	42+862,5	42+887,5
Déflexion	76	72	68	76	68	72	80	72	80	72	76	80	84	80	80	60	64	68	60	64
Section 6																				
PK	53+512,5	53+537,5	53+562,5	53+587,5	53+612,5	53+637,5	53+662,5	53+687,5	53+712,5	53+737,5	53+762,5	53+787,5	53+812,5	53+837,5	53+862,5	53+887,5	53+912,5	53+937,5	53+962,5	53+987,5
Déflexion	68	64	56	48	60	52	56	48	44	64	60	68	68	60	52	48	60	68	56	52
Section 7																				
PK	61+212,5	61+237,5	61+262,5	61+287,5	61+312,5	61+337,5	61+362,5	61+387,5	61+412,5	61+437,5	61+462,5	61+487,5	61+512,5	61+537,5	61+562,5	61+587,5	61+612,5	61+637,5	61+662,5	61+687,5
Déflexion	52	64	48	56	60	56	64	68	60	52	56	48	52	60	44	52	56	60	64	68
Section 8																				
PK	71+612,5	71+637,5	71+662,5	71+687,5	71+712,5	71+737,5	71+762,5	71+787,5	71+812,5	71+837,5	71+862,5	71+887,5	71+912,5	71+937,5	71+962,5	71+987,5	72+12,5	72+37,5	72+62,5	72+87,5
Déflexion	48	60	56	52	64	72	80	56	48	44	48	48	52	48	56	60	64	48	52	40
Section 9																				
PK	82+212,5	82+237,5	82+262,5	82+287,5	82+312,5	82+337,5	82+362,5	82+387,5	82+412,5	82+437,5	82+462,5	82+487,5	82+512,5	82+537,5	82+562,5	82+587,5	82+612,5	82+637,5	82+662,5	82+687,5
Déflexion	60	56	48	52	44	48	56	48	44	52	56	52	48	52	44	60	48	52	44	44

Tableau 1 Données de la campagne de mesure des déflexions

DONNEES & METHODE

DÉFLEXIONS

La figure 4 présente la courbe d'évolution de la déflexion du tronçon étudié, ainsi que les seuils (d_1 , d_2) interprétés selon la répartition spatiale des valeurs. De l'analyse de cette répartition, le tronçon ausculté se définit par 43% des mesures supérieures à 65/100 mm (d_1). Ce résultat selon [2] indique une dégradation structurelle du corps de chaussée.

Selon le recueil de classification de la déflexion édité par [9], les classes mises en évidence appartiennent aux catégories D4 et D5. Les valeurs de D4 sont présentes sur tout le tronçon, tandis que celles de D5 sont répertoriées sur une moyenne de trois sections. Ces résultats montrent que l'ensemble structure/support de chaussée est dégradé seulement à 25%.

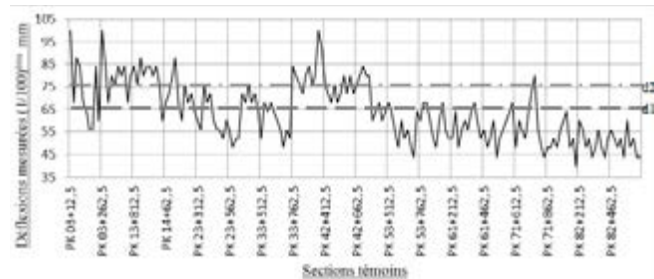


Fig. 4 : Evolution de la déflexion du tronçon étudié. L'analyse statistique des données de ce diagramme montre que les déflexions moyennes se situent dans l'intervalle 65-75/100mm. Aussi, ces valeurs pourraient correspondre aux seuils de déflexions critiques de mise en service ($d_1=65/100\text{mm}$) pour [2] et après un temps d'exploitation ($d_2=75/100\text{mm}$) pour [9]

FISSURATIONS ET AUTRES DÉFORMATIONS

L'analyse visuelle de l'état du revêtement de surface (Fig. 5) met en évidence trois types de désordres: l'affaissement en bande avec faïençage, le faïençage de dessiccation et l'ornièrage.



Fig. 5 Vue en plan de la dégradation du tronçon étudié. a : faïençage de dessiccation, b : affaissement de la bande déroulement avec ornière de 2 à 5 cm. Le cercle indique une zone d'affaissement prononcé.

AGRÉGATION VIZIR DES INDICES DE DÉGRADATION

Le croisement des tables d'indices de fissuration et de déformation visuelles (Fig. 6) révèle un état apparent de la chaussée correspondant à l'intervalle 4-5-6 [5]. L'analyse détaillée de ce résultat montre que l'indice vizir 4 (faïençage de dessiccation, (Fig. 5)) est plus présent sur l'itinéraire ausculté.

Egalement, l'agrégation des indices vizir et des déflexions caractéristiques permet de définir quatre notes de qualité de la chaussée (Tabl. 2), à savoir Q4, Q5, Q8 et Q9. Aussi selon [5], les notes Q4 et Q5 indiquent un état structural indéterminé, tandis que les notes Q8 et Q9 traduisent un état structural dégradé.

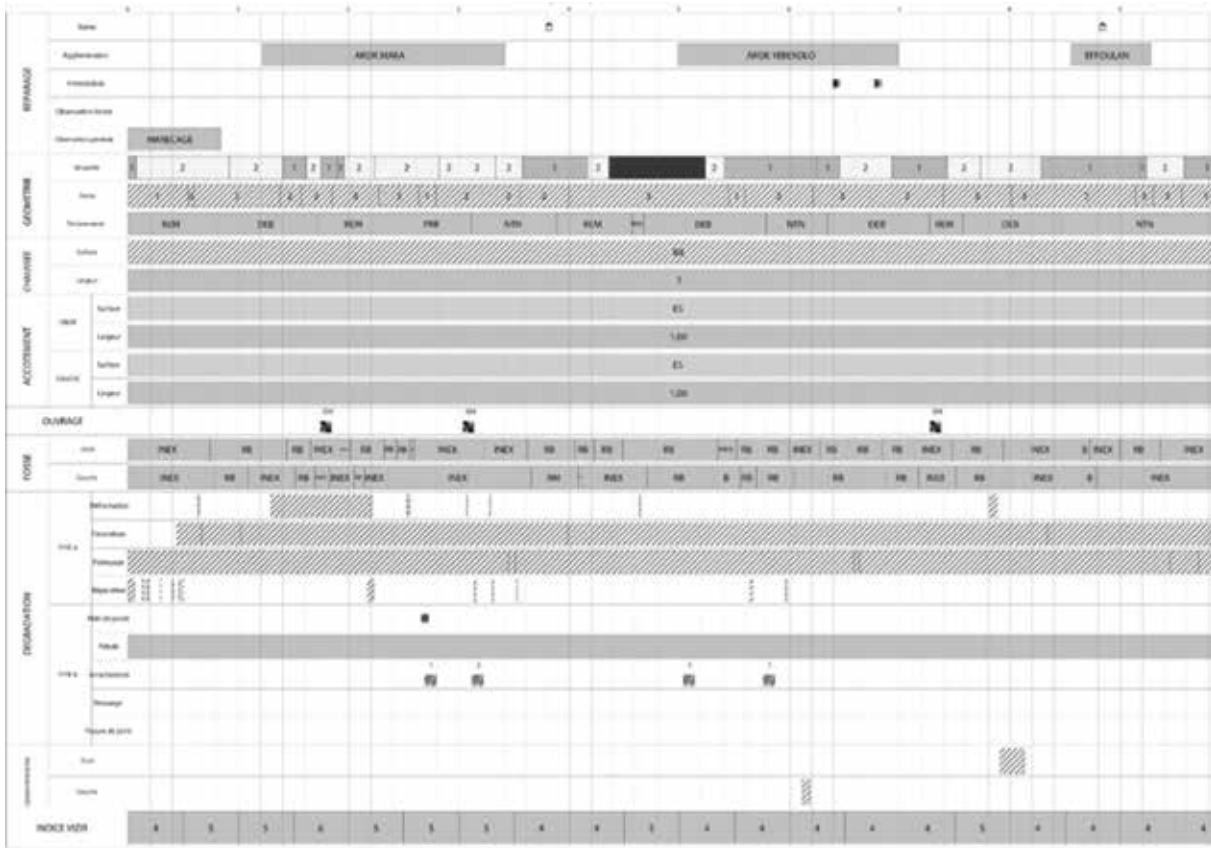


Fig. 6 Aperçu du schéma itinéraire de la section 1.

Sections témoins	Pk début	Pk fin	dc (mm/100ème)	Classe de déflexion	Indice structurel vizir	Note de qualité	Etat de l'ensemble structure / support de chaussée
1	03+000	03+500	93	3	4	Q8	Dégradé
2	13+800	14+300	87	3	5	Q9	Dégradé
3	23+300	23+800	73	2	4	Q5	Indéterminé
4	33+500	34+000	89	3	4	Q8	Dégradé
5	42+400	42+900	82	3	4	Q8	Dégradé
6	53+500	54+000	67	2	4	Q5	Indéterminé
7	61+200	61+700	66	2	4	Q5	Indéterminé
8	71+600	72+100	67	2	4	Q5	Indéterminé
9	82+200	82+700	57	1	6	Q4	Indéterminé

Tableau 2 Note de qualité selon [5] du tronçon étudié.



CONCLUSION

Les données présentées dans cet article ont été recueillies après quatre années de mise en service de l'axe Ayos-Abong Mbang. L'analyse des résultats obtenus pour les mesures de déflexion montre que tronçon étudié est dégradé à plus de 40%. En ce qui concerne les affaissements et les faïençages, les résultats obtenus montrent un tronçon dégradé à près de 60%. Cet écart entre les observations visuelles (Fig. 5) et les mesures de déflexion peut s'expliquer par le développement de deux types de fissures: les faïençages de dessiccation et les faïençages d'affaissement des bandes de roulement (Fig. 5).

Selon certains travaux [1], [3], [4], [7] et [8], l'association de ces deux types de faïençage suggère une combinaison d'effets

liés à une structure de chaussée insuffisante vis-à-vis du trafic et à une dessiccation par retrait thermique du liant de la couche de roulement.

Cependant, près de 56% des notes de qualité obtenues de l'agrégation des indices vizir et des indices de déflexion caractéristique indiquent une origine incertaine de la dégradation observée. L'une des perspectives d'étude envisagée pour essayer de lever ces indéterminations pourra être le prélèvement et l'analyse des carottes des couches de chaussée des PK concernés.

Références

- [1] BCEOM-CEBTP, 1991. Les routes dans les zones tropicales et désertiques, tome III, entretien et gestion des routes. Ministère de la Coopération et du développement, 435p.
- [2] CEBTP, 1984. Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux. Ministère des Relations Extérieures, Coopération et Développement, 156p.
- [3] COTITA, 2013. Les dégradations des chaussées. COTITA, 37p.
- [4] FAURE M., 1998. Cours de routes – Tome 2. Aléas, 255p.
- [5] LCPC, 1991. Vizir : méthode assistée par ordinateur pour l'estimation des besoins en entretien d'un réseau routier. LCPC, 63p.
- [6] MINTP, 2013. Accroissement du trafic sur la route Ayos-Bonis. Lettre n°6540/L/MINTP/SG/DIPER/DIPER30/ DIPER31, 1p.
- [7] SETRA, 1996. L'entretien courant des chaussées, guide pratique. SETRA, 124p.
- [8] SETRA, 2009. L'entretien courant des chaussées – Diagnostic - Guide pratique, chapitre 2 : Recueil des données d'auscultation. SETRA, 29p.
- [9] SETRA, 2010. L'entretien courant des chaussées - Diagnostic - Guide pratique, chapitre 3 : Diagnostic et modélisation. SETRA, 95p.

HYDRO-STRUCTURAL EVOLUTION OF CLAY – ADSORPTION/DESORPTION CURVES MODELLING

Saad Bensallam¹, Houssine Ejjaaouan², Lahcen Bahi¹, Vladimir Shakhirev²

¹ Ecole Mohammadia d'Ingénieurs, UMS-Agdal, Rabat, Morocco

² Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes, Casablanca, Morocco



ABSTRACT

In order to study the adsorption-desorption process of clayey soil, we perform a modified laboratory test allowing to measure simultaneously and continuously the vertical displacement and the weight of natural state specimen. The experiment was conducted on undisturbed clayey specimen. Using the experimental results, and on the basis of the existing relation between the soil water content and its structural evolution, we propose an analytical model allowing the analysis of the adsorption-desorption curves.

INTRODUCTION

The abundance of expansive soils at the global scale generated too many efforts in order to better understand their behavior. In the field, these kinds of soils are non-homogeneous; and it is globally recognized that their volume changes are water content depending and closely related to the amount and the type of clay minerals.

The volume change observed in expansive clayey soils is basically due to the respective changes associated with each component phase. But the interdependence of physical and chemical processes that occurs in the soil mass leads to a complex mechanics of volume change. This volume change can be defined as a coupling of hydraulic and mechanical processes; deformation resulting from the variation of the water content due to weather conditions represents the hydraulic part, and deformation resulting from the variation of vertical stresses due to the soil-structure interaction represents the mechanical part. To simplify the analytical approach of volume changes problematic, Gens and Alonso, 1992 presented a conceptual basis for a model for expansive soils, where two distinct levels are distinguished: a microstructural level where swelling of active minerals takes place, and a macrostructural level responsible for major structural rearrangement. At the microstructural scale

volumetric stress-strain behavior is considered; while volumetric and deviatoric effects are considered in the macrostructural scale. On the other hand Annette. 1998, presented a model where the strain increment in a small time step has two components: elastic increment which is the direct response to changes in effective stress state, and plastic increment which is a time dependent response.

In addition to the conventional laboratory tests allowing axial variation description, the shrinkage curve analysis seems to be the best way to follow up the evolution of the hydro-structural soil properties during the drying process. Indeed, the shrinkage curve analysis is one of the rare methods which make it possible to describe the quantitative evolution of the clay soil hydro-structural properties.

The aim of this paper is to study and to model the shrinkage process of a Moroccan clayey soil, by performing a modified laboratory tests. On the basis of the existing relation between the evolution of the shrinkage process and the structural variations which accompany it; the experimental results were used to develop an analytical approach to describe the soil shrinkage process, from the wet state to the dry one.

ADSORPTION/DESORPTION CURVE DESCRIPTION

Usually, the superficial clay soils are non-rigid and non-homogeneous and the transfer of water through this system is done via the argillaceous matrix porosity and its cracks network caused by the shrinkage. So, the knowledge of their volumes changes requires understanding their hydro-mechanicals behavior.

The clay volume is moisture depending. During the drying process, the clay volume decreases when the medium moisture decreases with a rearrangement of the particles and the aggregates. These modifications of the soil structure influence the displacement of the interstitial solution in the soil matrix, making its transport more complex compared with the rigid soils.

To determine how the soil volume decreases during the drying process, the behavior of the soil shrinkage can be characterized either by its void ratio according to its moisture state [1- 4] or by its specific volume according to its water content [5, 6]. In the present study, it is intended to use the variation of the void ratio (e) according to the water content (w).

The shrinkage curve is characterized by four clear-cut phases: the Structural shrinkage, the Normal shrinkage, the Residual shrinkage and the Zero shrinkage. In the zone of structural and residual shrinkage, the soil's volume reduction is smaller than the quantity of water extracted from the medium. In the structural phase, the water extracted is exclusively the free water localized

in the inter-aggregate pores. And in the residual shrinkage phase air enters to the intra-aggregate pores. In the zone of normal shrinkage, the volume reduction is almost equal to the quantity of extracted water, and during this stage the air volume in the medium remains constant in the soil's matrix [4, 6] and the intra-aggregate pores still saturated. In the zone of zero shrinkage, the soil particles have reached their densest configuration and the volume does not change any more, except if there is a disintegration of particles reating a new micro-porosity and leading to a new rearrangement of particles. However, all the clay soils do not always show those four shrinkage zones. In some cases the shrinkage curve does not present the zone of structural shrinkage [7]; in other cases, it is the phase of zero shrinkage which is absent [6].

Each shrinkage phase is delimited by a boundary limit and corresponds to a particular configuration of the soil with a particular rearrangement and properties at the microscopic and the macroscopic scale. As it was stated before, the use of the shrinkage curve allows to evaluate the volume changes according to the water content, and to determine the active specific volume in the soil mass by the means of the active argillaceous particles sorption ratio; it can also be used to describe the medium kinetics for a given configuration.

It is admitted that during the drying process, water leaves gradually the macropores then the micropores. Indeed, from a saturated state, the macroporosity loses its water up to point C which represents the transition point from the phase of structural

shrinkage to the normal shrinkage. Microporosity however, starts retracting from point D by losing its water without any air intake (from point B up to point D). According to Braudeau et al. [8], the water removal from the porous systems (micro and macro porosity) is done according to two stages: A first stage where water leaves the porous systems without any air intake, bringing closer both the aggregates and the particles (shrinkage phase D-B). A second phase where we have a replacement of water by the air when water still leaves the porous systems; the aggregates and the particles are connected to each other (shrinkage phase E-C B-O). In the shrinkage curve, the zones which cover these two stages are the curvilinear part (CD & BA).

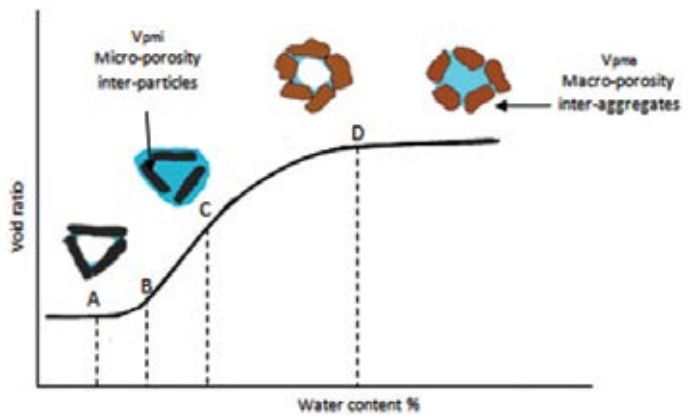


Figure 1. Representation of the soil hydro-structural evolution

MATERIALS AND METHODS

To reproduce the soil adsorption-desorption curves experimentally, we must measure the change of the volume and the weight during all the test process simultaneously. To perform this experiment, we use the measurement device basically used to carry out the desiccation test according to Norme Française et al. [12] (Figure 2).

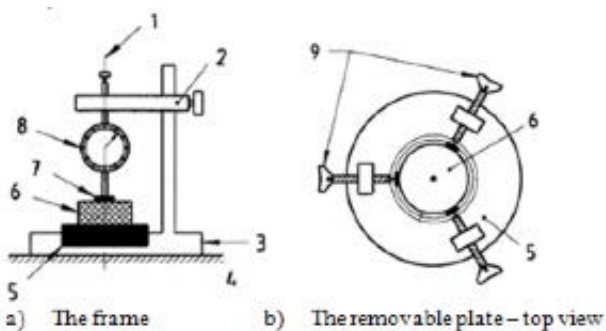


Figure 2. Measurement device of the volume changes. 1. Centering axis; 2. Measurement device; 3. Base; 4. Horizontal support; 5. Removable plate; 6. Test tube; 7. Sensor; 8. Displacement sensor; 9. Centering screw.

The intact sample submitted for testing was a clayey soil with a little carbonate nodules (7%) from Moulay el Bergui (Morocco). The intact samples were taken from 1.8-2.4m depth.

The tests were performed as follows:

First, undisturbed samples were taken from field using a sampling box, in order to preserve its natural state. Then, test tubes of 3.6cm diameter were carefully cut from the undisturbed bloc, and placed in the testing apparatus. Once the test tube was fixed in the receptacle, we place all the mechanism over a balance in order to measure the weight and the volume change both at the same time. After a first reading at its natural state, we begin supplying water by stages and at each stage the weight and the axial deformation were taken after the stabilization of the axial deformation.

During the wetting process, we protected the upper plane of the test tube by a thin plastic film to avoid water evaporation, and all the mechanism was placed in a box who's the temperature and the humidity were controlled.

After saturation and total stabilization of the axial deformations, we begin the drying process. We start to take measurements along the free air dehydration, and then when the axial deformations were stabilized, we place the sample in the oven (105°C) for 72 hours, taking its weight and deformations values every 6 hours. The temperature of the testing room was 20°C and its humidity was 50%.

ADSORPTION-DESORPTION CURVES MODELING

In our testing approach, we study the one-dimensional volume variation of three test-tubes, considering that the tested soil is non-rigid and homogeneous and that there is no shearing between the soils particles. The choice of the physical parameters for our model was based on the fact that the value of the soil deformation is the result of the spacing between the particles following the thickness variations of the diffuses layer. This is the variation of the void ratio according to the water content of the medium.

The adsorption-desorption curve model integrates only intrinsic physical parameters of the soil, and the model is described by a third degree polynomial equation as follow:

$$e = a_0 + a_1 \left(\frac{w_i}{w_m}\right) + a_2 \left(\frac{w_i}{w_m}\right)^2 + a_3 \left(\frac{w_i}{w_m}\right)^3 \quad (1)$$

The values a_0, a_1, a_2 et a_3 will be deduced from the boundary conditions of the process as follows.

When the soil is dry: $w_i=0$ so $a_0=e_L$

When the soil is saturated: $w_i=w_m$ so $e_m=e_L + a_2 + a_3$

By derivation of the equation (1):

$$a_1 \left(\frac{1}{w_m}\right) + 2a_2 \frac{w_i}{w_m^2} + 3a_3 \frac{w_i^2}{w_m^3} = \beta w \quad (2)$$

When the soil is dry: $w_i=0, \beta w=0$ so $a_1=0$

When the soil is saturated: $w_i=w_m$ so $\beta w=2a_2 + 3a_3=0$

We obtain the equations (3) as follow:

$$e = e_L + (e_m - e_L) \left[3 \left(\frac{w_i}{w_m}\right)^2 - 2 \left(\frac{w_i}{w_m}\right)^3 \right] \quad (3)$$

Since the results obtained by the Equation (3) was not too accurate, we opted for a new water coefficient, where we deduced the shrinkage limit from both the maximal water content and the considered water content as follows:

Changing $\frac{w_i}{w_m}$ by $\frac{w - w_L}{w_m - w_L}$

The analytical model of the soil behavior during the desaturation phase:

$$e = e_L + (e_m - e_L) \left[3 \left(\frac{w_i - w_L}{w_m - w_L}\right)^2 - 2 \left(\frac{w_i - w_L}{w_m - w_L}\right)^3 \right] \quad (4)$$

Where, e_L is the void ratio at the shrinkage limit; e_m is the maximal void ration in a saturated state; w_m is the maximal water content, and is the shrinkage limit.

We also try to adapt this model to the saturation curve, according to the following formulation:

$$e = e_0 + (e_m - e_0) \left[3 \left(\frac{w_i - w_0}{w_m - w_L}\right)^2 - 2 \left(\frac{w_i - w_0}{w_m - w_L}\right)^3 \right] \quad (5)$$

w_0 is the natural water content.

RESULTS AND DISCUSSION

The experimental data and the corresponding soil's shrinkage curve are represented in Table 1 and Figure 3. Note that the data represented below are the average of three tests conducted on the same clayey soil.

Desorption W %	curve e	Adsorption W %	curve e
36	0.947	18	0.6816
34	0.939	20	0.6937
30	0.9124	24	0.7446
26	0.879	26	0.7786
24	0.862	30	0.85
22	0.847	32	0.885
20	0.836	34	0.9145
18	0.828	36	0.9363
16	0.825	38	0.95

Table 1. The tested soil water content and void ratio

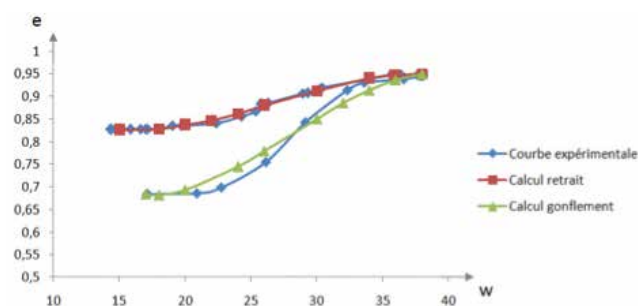


Figure 3. Adsorption - Desorption curves of undisturbed clay samples.

For the desorption curve, we observe that the measured shrinkage of the samples cover practically the complete water content range, from the shrinkage curve wet side to its dry one.

The comparison between the desorption experimental curve performed and the calculated one shows a good correlation, and proves that the proposed model is functional for this type of soil. However, the existing differences between the experimental and the calculated values can be explained by the dispersion of some experimental values because of the testing progress; even if along the experiment we make sure that the test progress in stable conditions. The comparison of the obtained values confirms the good correlation between the experimental and the analytical methods.

In addition, we try to evaluate the adsorption curve for the same soil with the same model, except that we change e_L by e_0 . For the adsorption curve, the model does not follow the experimental curve perfectly; it did not give a perfect correlation between the experimental results and the analytical model.



CONCLUSION

The current paper proposes a new model of the shrinkage curve on the basis of the soil water content and its structural evolution. This single equation model is able to cover the fourth parts of the shrinkage curve by using a third degree polynomial equation according to the limits of its hydro-structural boundaries. The comparison between the experimental and the analytical results gives a good

correlation between the two methods during the drying process.

In addition, a try was made to evaluate the adsorption curve with the same model (except that we changed (e_L by e_0), but it did not give a perfect correlation between the experimental results and the analytical model.

Références

1. Bronswijk, J. J. B., "Drying, cracking and subsidence of a clay soil in a lysimeter", *Soil Science*, Vol. 152, (1999), 92–99.
2. Groenevelt, P. H. and Grant, C. D., "Re-evaluation of the structural properties of some British swelling soils", *European Journal of Soil Science*, Vol. 52, (2001), 469–477.
3. Kim, D. J., Vereecken, H., Feyen, J., Boels, D. and Bronswijk, J. J. B., "On the characterization of the unripe marine clay soil. 1. Shrinkage processes of an unripe marine clay soil in relation to physical ripening", *Soil Science*, Vol. 153, (1992), 471–481.
4. Tariq, A. R., and Durnford, D. S. "Analytical volume change model for swelling clay soils", *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 57, (1993a), 1183–1187.
5. Braudeau, E., J., Costantini, M., Bellier, G. and Colleuille, H., "New device and method for soil shrinkage curve measurement and characterization", *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 63, (1999), 525–535.
6. McGarry, D., Malafant, K. W. J., "The analysis of volume change in unconfined units of soil", *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 51, (1987), 290–297.
7. Kim, D. J., Jaramillo, R. A., Vauclin, M., Feyen, J. and Choi, S.I., "Modeling of soil deformation and water flow in a swelling soil", *Geoderma*, Vol. 92, (1999), 217–238.
8. Braudeau, E., Frangi, J. P. and Mohtar, R. H., "Characterizing nonrigid aggregated soil-water medium using its shrinkage curve", *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 68, (2004), 359–370.
9. Peng, X. and Horn, R., "Modeling Soil Shrinkage Curve across a Wide Range of Soil Types", *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 69, (2005), 584–592.
10. Cornelis, W. M., Corluy, J., Medina, H., Diaz, J., Hartmann, R., Van Meirvenne, M. and Ruiz, M. E., "Measuring and modeling the soil shrinkage characteristic curve", *Geoderma*, Vol. 137, (2006), 179–191.
11. Giraldez, J. V., Sposito, G. and Delgado, C., "A general soil volume change equation: I. The two-parameter model", *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 47, (1983), 419–422.
12. Norme Française XP_P94-060-2 Décembre 1997. Essai de dessiccation. Partie.2 : Détermination effective de la limite de retrait sur un prélèvement non remanié.

INVESTIGATIONS ON ELASTIC MODULUS OF CRUSHED GRAVEL USING DEFLECTIONS IN CAMEROUN

APPROCHE DE DETERMINATION, AU CAMEROUN, DU MODULE ELASTIQUE DES GCNT A L'AIDE DES DEFLEXIONS

Serge Billang¹, Marcelin Kana², Dieudonné Mpele³

^{1,2}LABOGENIE, Cameroun

³ENSP, Cameroun



SUMMARY

The use of crushed gravels in roads construction has notably increased in Sub-Saharan countries in general, and in Cameroon as well. Due to their performances and the easiness of their technical utilization, this building material constituted actually the most current material for the base layers of Cameroon's roads. The traffics are almost moderated ($MJA < 750$) in that country. The present study constituted a way of a better mastering of the rheological characteristics of this material, particularly its elastic modulus. The deflections measurements used were carried on with BENKELMAN beam and DEFLECTOGRAPHE LACROIX, during the construction of three highways in Cameroon.



SUMMARY

L'emploi des graves non traités pour la constitution des couches de chaussées connaît un développement important au Cameroun. Ce matériau, surtout par la facilité de sa mise en œuvre, constitue à l'heure actuelle la technique la plus courante pour la couche de base et voit même son utilisation s'étendre aux couches de fondation des routes à trafic intense. L'objectif de ce travail est d'utiliser un modèle rationnel de dimensionnement et les résultats des mesures de déflexion faites avec la poutre BENKELMAN et le déflectographe LACROIX lors de la construction de trois axes routiers du Cameroun pour déterminer leurs modules élastiques afin d'apporter une contribution significative dans la détermination des paramètres mécaniques des matériaux utilisés dans le domaine routier au CAMEROUN.

INTRODUCTION

During its lifetime, a roadway is subject to two distinct modes of stresses: those due to traffic, and climate-induced. Design a road pavement structure is to determine the nature and thickness of the layers that will be so that it can withstand without early ruin the said demands.

Currently there are methods of pavement based on rational approaches that require a good command of the intrinsic rheological properties of materials, including elastic modulus

and Poisson's ratio. An error in the estimate of one of these parameters may lead either to underestimation or overestimation, respectively accomplished this error Early failure of the roadway or at an excessive cost of the latter.

The objective of this work is to determine the best values of these parameters, namely the elastic modulus, whose value is inherent in the environment of the road construction;

METHODOLOGY

The dimensioning of a pavement structure starts with modeling. This is performed using a template. For our study, which we believe the most suitable model is the BURMISTER model not only for its speed, its use in software design of pavement structures but also to take into account the intrinsic characteristics of materials of the pavement. This model treats the general problem with n layers schematically in the following figure:

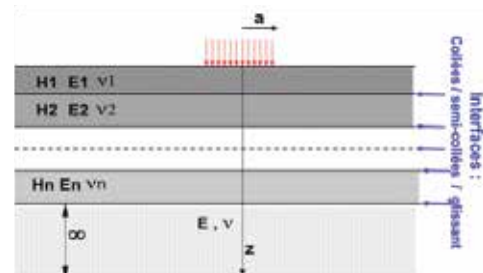


Figure1: Schematic BURMISTER model ([12])

Measurements of deflections are carried out either continuously on both lanes of the road (side and axis) every 25 meters with a BENKELMAN beam.



Figure 2: Principle of measurement with the deflection beam BENKELMAN. ([9])

The deflection is measured on each pair the rear axle of the vehicle provided by the feeler arms of rotary encoders.

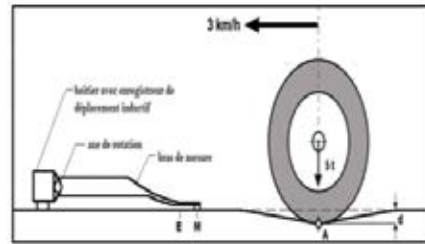


Figure 3: Schematic diagram of the deflectograph measurement LACROIX

RESULTS

Pavement structures having served in our study:

Sub base	
Lateritic gravel	Average
Average plasticity Index (PI in %)	24
% Fines < 0,08 mm	27
CBR to 95% of l'OPM (%)	38

Base layer	
Crushed unbound gravels 0/ 31,5	Average
Los Angeles (%)	27
Sand Equivalence	-
Executed thickness	22

Table 1: Geo mechanical Characteristics of the pavement structure Mbalmayo-Ebolowa. ([9]),

Sub base layer	
Lateritic gravel	Average
Average Plasticity Index (PI in %)	19
% Fines < 0,08 mm	23
Grain size (mm)	-
CBR at 95% of l'OPM (%)	57

Base layer	
Crushed unbound gravels 0/ 31,5	Moyenne
Los Angeles (%)	27
Executed thickness	22
Specific gravity	1.500 t/m3
Kurtosis (%)	10%

Table 2: Geo mechanical characteristics of the floor structure Yaounde - Ayos ([10]),

The average values of deflections obtained during the construction of road sections Mbalmayo-Ebolowa, Yaounde-Ayos and Yaounde-Douala are presented in the following table and figures.

Sections	Deflection features (1/100mm)		
	Plate-forme	Foundation layer	Base layer
6+00 - 20	80	78	68
20 -25+350	74	72	62
25+550 - 32	80	75	68
32 - 35	81	72	64
35 - 38	85	77	66
38 - 42	88	79	70
42 - 47	81	71	65
47 - 56	85	81	71

(Suite)

Sections	Deflection features (1/100mm)		
	Plate-forme	Foundation layer	Base layer
56 - 62	72	69	60
62 - 75	75	70	64
75 - 93	92	82	69
93 - 106	83	72	64

Tableau 3 : average values of deflections obtained during the construction of road Mbalmayo-Ebolowa ([9]),

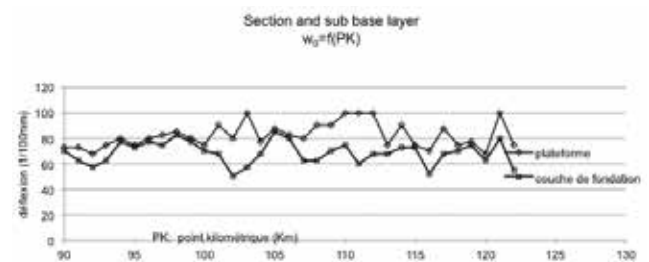


Figure 4: deflection based on mileage points-Yaounde - Ayos ([10]),

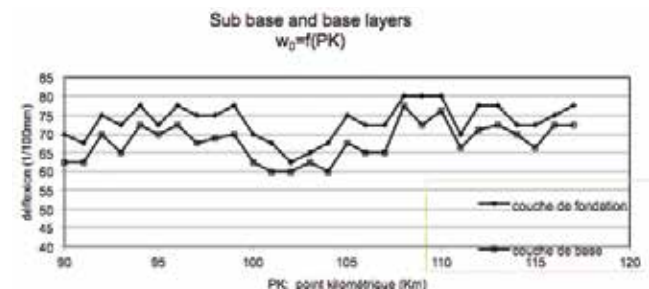


Figure 5: Deflection based on mileage points-Yaounde - Ayos ([10]),

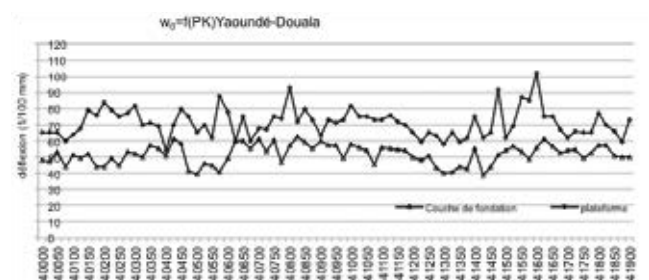


Figure 6: Deflection based on mileage points-Yaounde - Douala ([8])

ANALYSIS OF RESULTS

Some authors such as Palmer and Barber are based on the multilayer BURMISTER model, maintaining the same assumptions as this one but assuming Poisson's ratios are equal. They proposed the following formula for determining the deflection:

$$w_0 = \frac{2qa(1-\nu^2)}{E_n} \left[\frac{1 - \frac{E_n}{E_1}}{\sqrt{1 + \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i}{E_n} \right)^2 \left(\frac{E_n}{E_1} \right)^2}} + \frac{E_n}{E_1} \right] \quad (1)$$

$$\text{Avec } E_1 = E_n \left[\frac{\sum_{i=1}^{n-1} h_i \left(\frac{E_n}{E_i} \right)^{\frac{1}{3}}}{\sum_{i=1}^{n-1} h_i} \right]^3 \quad (2)$$

w_0 : deflection above the layer 1

E_i : elastic modulus of layer i

h_i : thickness of layer i

a : radius of the footprint of the wheel

q : uniform pressure applied to a circular area

To determine the values of the elastic modulus elasticity, we used the mean values of deflections obtained during the construction of various sections mentioned above using the relationship given by equation (1).

Solving this equation is complex; we used the NEWTON-RAPHSON method which is a method for solving nonlinear equations. We get this equation by programming with C++ results contained in the table below language:

Roads	Mbalmayo-Ebolowa	Yaoundé-Ayos	Yaoundé-Douala
Materials	Lateritic gravel	GCNT	Lateritic gravel
Average (MPa)	214	241	207
Standard deviation (MPa)	17	21	11
Dispersion (%)	8	9	5

Table 4 : Values of elastic modulus obtained

The difference in modulus values for the crushed gravel in the three projects may be due to the mineralogical nature of the rocks which is not always the same. The following table allows us to make a comparative study between the values obtained in our study and those cited in the literature:

Roads	Mbalmayo-Ebolowa	Yaoundé-Ayos
Materials	Lateritic gravel	GCNT
Average (MPa)	214	241
Standard deviation (MPa)	17	21
Dispersion (%)	8	9

Table 5 : Comparative study of the values found and those given in the literature

In regard to the above values, we find that for the same materials, the values of elastic modulus differ from one author to another. The difference in untreated crushed gravel is even greater between the values we found and those proposed by them.

CONCLUSION

At the end of this study, we obtained values of elastic modulus of untreated crushed gravel from measurements made on sections deflections roads Mbalmayo-Ebolowa, Yaounde-Ayos and Yaounde-Douala. These values are very different from the values suggested in the literature. This difference illustrates the error that can be committed when designing our pavement structures. This excessive cost of the

latter to impact. This study was made only for some sections of the roads mentioned above; the results are therefore not suitable for all regions of Cameroon. This is why other similar studies should be undertaken to all other regions to establish a mapping of the rheological characteristics of the different quarries and borrow pits that may be used in road construction.

Références

- [1] A. I. Maria. Interprétation en contraintes effectives du comportement réversible des matériaux granulaires compactés non-saturés sous sollicitations triaxiales cycliques, Strasbourg, 2009, 78 pages.
- [2] BCEOM-CEBTP. Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques, tome 2, Etudes et construction, 1975, 480 pages.
- [3] BCEOM-CEBTP. Guide Pratique de dimensionnement dans les pays tropicaux, Ministère Français de la Coopération. 1984, 155 pages.
- [4] C. PEYRONNE, G. CAROFF. Dimensionnement des chaussées, cours de route, 2e édition. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Paris, 1991, 244 pages.
- [5] Dr. ING. KOUASSI Paulin. Aménagement et travaux routiers : dimensionnement des chaussées. 2003, 385 pages
- [6] LABOGENIE, recommandation pour l'utilisation des assises de chaussées en graves concassées, Yaoundé, 1983, 27 pages.
- [7] LABOGENIE, Recommandation pour l'utilisation des assises de chaussées en graveleux latéritiques. Yaoundé, 1983, 30 pages.
- [8] LABOGENIE. Rapport de Synthèse du contrôle routier Yaoundé - Douala. Yaoundé, 1986, 165 Pages.
- [9] LABOGENIE. Rapport de Synthèse du contrôle routier Mbalmayo-Ebolowa. Yaoundé, 1991, 165 Pages.
- [10] LABOGENIE, Rapport de Synthèse du contrôle routier Yaoundé-Ayos. Yaoundé, 1994, 165 Pages.
- [11] SETRA-LCPC. Conception et dimensionnement des structures de chaussées. Guide technique. Paris, 1994, 260 pages.
- [12] Yves BROSSEAUD. Structures des chaussées. LCPC. Paris, 2003, 29 pages.

5^e | Congrès Maghrébin en Ingénierie GEOTECHNIQUE

Du 26 Au 28 Octobre 2016 - Marrakech - Maroc

Le Comité Marocain de Mécanique des Sols et de Géotechnique (CMMSG), l'Association Marocaine de Génie parasismique (AMGS) et le Comité Marocain des Géosynthétiques (CMG) ont le plaisir de vous inviter à participer à la 5^{ème} édition du Congrès Maghrébin de Géotechnique qui se tiendra les 26 - 27 et 28 Octobre 2016 à Marrakech.

Cette importante manifestation s'inscrit dans le cadre des activités du Groupe Maghrébin de Géotechnique (GMG) et du Comité Maghrébin de Génie parasismique (CMGS).

Ce congrès constituera un forum d'échanges d'idées et de débats sur l'ingénierie géotechnique et le génie parasismique.

Les ingénieurs, praticiens, universitaires, étudiants... sont invités à venir y partager et échanger leurs expériences, approfondir leurs connaissances dans ce domaine.

Ce congrès est organisé avec le concours de l'UISF (UNESCO) dans le cadre de « Sciences et Techniques pour le Développement au Maghreb (STDM) » et en partenariat avec le Comité Français de Mécanique des Sols (CFMS).

OBJECTIFS

Les Journées Maghrébines de Géotechnique et de génie parasismique ont pour objectif de promouvoir et de renforcer les liens de coopération en Géotechnique et en génie parasismique entre ingénieurs praticiens, universitaires... au Maghreb.

Elles constitueront une opportunité unique d'échange d'expériences et d'informations sur les aspects techniques théoriques, pratiques de l'ensemble d'intérêts comme de la géotechnique maghrébine.

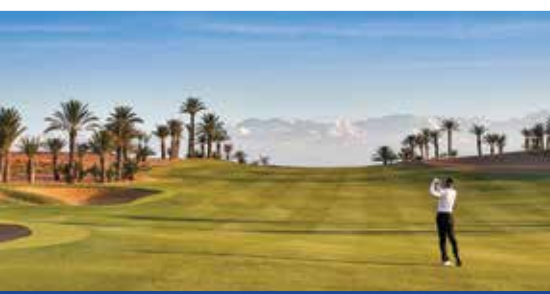
Le congrès de Marrakech aura également pour but de mettre en exergue le développement, les réalisations et les avancées innovantes dans le domaine de la géotechnique et en génie parasismique maghrébins.



THEME GENERAL : « LES RISQUES DU SOL »

Sous thèmes :

- ▶ Problématique régionale « le gonflement ».
- ▶ Problématique particulière des glissements du terrain.
- ▶ Pathologie des fondations et excavations en site urbain.
- ▶ Aléas sismiques et leur approche.
- ▶ Dynamique des sols et structures.
- ▶ Constructions parasismiques.



Conférence Géo Africaine 2017

Du 08 au 11 Octobre 2017 - Marrakech Maroc

Sous le thème :

LES GEOSYNTHETIQUES:
PRODUITS EFFICACES
POUR LA SAUVEGARDE DES
RESSOURCES NATURELLES



COMITÉ MAROCAIN DES
GÉOSYNTHÉTIQUES



INTERNATIONAL
GEOSYNTHETIC
SOCIETY

Secrétariat de la Conférence :

LPEE , 25 Rue d'Azilal Casablanca Maroc

E-mail : lpee.dts@lpee.ma - Site web : www.cmg-asso.com

Tél. +212 522 54 75 81 - Fax +212 522 54 75 12



N°132, 2^{ème} Semestre 2015



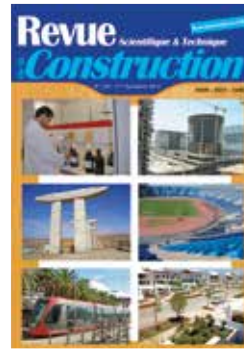
N°131, 1^{er} Semestre 2015



N°130, Décembre 2014



N°129, 2^{ème} Semestre 2014



N°128, 2^{ème} Semestre 2013



N°127, 1^{er} Semestre 2013



BULLETIN D'ABONNEMENT

Revue **Scientifique et Technique**
de la **Construction**

Publication semestrielle
du Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes

Nom - prénom

Organisme

Adresse

Tél Fax

Email

Prix de l'abonnement annuel : 100,00 Dh par abonnement

Demande l'abonnement à la revue R.S.T.C

Nombre d'abonnement : X 100 dh = Dh par an

Ci-joint :

Bon de commande

Chèque bancaire à l'ordre du L.P.E.E

Date :

Cachet et signature

Adresse de publication
25, Rue Azilal - 20 110 - Casablanca
Tél. : 05 22 54 75 75 - Fax : 05 22 30 15 50

LISTE DES MEMBRES DU COMITE SCIENTIFIQUE

NOM ET PRENOM	ORGANISME
AFECHKAR Mohamed	CNER - CENTRE NATIONAL DES ETUDES ET DES RECHERCHES ROUTIERES
BAHI Lahcen	EMI - ECOLE MOHAMEDIA DES INGÉNIEURS
BAKRY Abdellah	DAH - DIRECTION AMENAGEMENT HYDRAULIQUES
BELACHKAR M'hammed	DPDPM - DIRECTION DES PORTS ET DU DOMAINE PUBLIC MARITIMES
BENAMRA Toufiq	DATH - DIRECTION DES AFFAIRES TECHNIQUES MINISTERE DE L'HABITAT
BERRADA Said	ONEE
BOUHSSINE Lahbib	ENSEM
CHERRABI Abdelkader	EHTP
DERRAJI Abdelkrim	ADM - AUTOROUTES DU MAROC
EL MEHDI Khalid	UNIVERSITE BOUCHAIB DOUKKALI FACULTE DES SCIENCES EL JADIDA
ISMAILI Abdellah	DATRP - DIRECTION DES AFFAIRES TECHNIQUES ET DES RELATIONS AVEC LA PROFESSION
JANATI Abdelhamid	DIRECTION DES ROUTES
KHARDI Mohamed	ONCF
NIAZI Abdelmajid	EHTP
REMMAL Taoufiq	UNIVERSITE AID CHOCK HAY HASSANI - CASA
TAHRI Abdelaziz	ONEE
YOUSSEFI	ANP - AGENCE DES NATIONALS DES PORTS
LOUTIA Mohamed	ANP - AGENCE DES NATIONALS DES PORTS
ZAMI Nabil	MHPV - MINISTERE DE L'HABITAT ET DE LA POLITIQUE DE LA VILLE
AIT EL AAL mohamed	LPEE - CEGT
BENJELLOUN Khalid	LPEE - CDG
BERRADA Mohamed	LPEE - LNM
CHOUKIR Abdellah	LPEE - CEMGI
EJJAOUANI Houssine	LPEE - DTS
ERROUAITI Mohamed	LPEE - CSTC
GOURRI Abdeloihad	LPEE - CES
HARTI Abderrazak	LPEE - CEH
KARIOUN abdelmouhssine	LPEE - CEREP
LAHLOU Karima	LPEE - DRH

MEMBRES DU COMITE DE SOUTIEN



ROYAUME DU MAROC

MINISTERE DELEGUE AUPRES DU MINISTRE
DE L'ENERGIE DES MINES, DE L'EAU ET DE
L'ENVIRONNEMENT, CHARGE DE L'EAU

**DIRECTION DES AMÉNAGEMENTS
HYDRAULIQUES**



الوكالة الوطنية للموانئ
Agence Nationale des Ports



ROYAUME DU MAROC

MINISTERE DE L'HABITAT ET DE
LA POLITIQUE DE LA VILLE

DIRECTION TECHNIQUE



25, Rue Azilal - 20 110 - Casablanca, Maroc
Tél. : 05 22 54 75 75 à 05 22 54 75 99 (L.G) - Fax : 05 22 30 15 50
Site web : www.lpee.ma - E-mail : lpee.dg@lpee.ma