

Sommaire

LCPC

31 AOUT 2009

Boulevard de la Vierge
PARIS

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 125
4^e trimestre 2008

In memoriam Pierre SIRIEYS	3
Modélisation physique et numérique des interactions sismiques sol-pieu : simulateur de séisme du LCPC	5
N. CHENAF, J.L. CHAZELAS	
Nuisances sonores des travaux de fondations : mesures et prévention	19
F. ROCHER-LACOSTE	
Quantification et étude géotechnique des alluvions déposées dans la retenue du barrage Joumine (Nord de la Tunisie)	29
A. MARZOUGUI, A. BEN MAMMOU	
Construction d'un remblai routier expérimental	41
A. MOURATIDIS	
Résumés de thèse	47

La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La *Revue française de géotechnique* se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans chaque numéro, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités (www.geotechnique.org).

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de publication : Bernard GAMBINI

Rédacteur en chef : Philippe MESTAT (LCPC)

Co-rédacteurs en chef : Denis FABRE (CNAM), Frédéric PELLET (univ. Joseph-Fourier)

Comité de lecture : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Alain GUILLOUX (Terrasol), D. JONGMANS (Université Joseph-Fourier, Grenoble), R. KASTNER (INSA, Lyon), A. PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), A. POUYA (LCPC, Paris), C. SCHROEDER (Université de Liège), J.-P. TISOT (ENSG, Nancy), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2008 (numéros 122 à 125) franco : 135 €

Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris – Tél. : 01 44 58 27 40 – presses.ponts@mail.enpc.fr

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 122228. Dépôt légal : août 2009

**In memoriam
Pierre SIRIEYS
(1927-2008)**



Pierre SIRIEYS nous a quittés brutalement en juillet 2008. Il était né le 12 février 1927 à Saint-Paul-de-Vern dans le Lot. A l'issue des classes préparatoires aux grandes écoles, il est reçu au concours de l'École centrale des arts et manufactures en 1949, mais doit interrompre ses études pour maladie et passe deux ans au sanatorium de Saint-Hilaire-du-Trouvet dans le département de l'Isère.

Il est diplômé ingénieur ECP à Paris en 1954 ; et sa première embauche le ramène à Grenoble, en 1956, où il est engagé comme ingénieur de recherches CNRS au Laboratoire de Mécanique des fluides des solides et des sols. Il y retrouve son camarade de promotion : un certain Jean BIAREZ... A eux deux, dès cette époque, ils vont

contribuer largement à la création à Grenoble du premier laboratoire universitaire français de Mécanique des sols et des roches.

Pierre SIRIEYS soutient sa thèse de doctorat d'État ès sciences physiques en 1966 à Grenoble ; son titre : « Contribution à l'étude des lois de comportement des structures rocheuses » ; son jury : MM. Néel, Santon, Kravtchenko et Anglès-d'Auriac...

La même année, 1966, Pierre SIRIEYS fait partie de la délégation française au premier congrès de la toute jeune Société internationale de Mécanique des roches à Lisbonne et y présente deux communications.

En 1967, il est nommé maître de conférences à l'INSA de Toulouse. Il y devient professeur en 1979. Avec ce retour vers le pays natal, il va se rapprocher davantage de la géologie et des géologues et se spécialiser dans la tectonophysique et l'étude des déformations naturelles des massifs rocheux.

En 1985, à sa demande, il revient à Grenoble où il est affecté à l'École nationale supérieure d'hydraulique ; il y prendra sa retraite officielle en 1992. Le paysage de la recherche grenobloise en géotechnique a beaucoup évolué... Pierre SIRIEYS s'y trouve cependant une place et un petit bureau à l'Institut Dolomieu où on le verra encore longtemps, de même que dans les laboratoires du campus (3S et LIRIGM).

Pierre SIRIEYS est l'auteur ou le co-auteur de plus de 80 publications dans des revues et des congrès internationaux, notamment une dizaine de CRAS et six articles dans la *Revue française de géotechnique*... Les thématiques abordées relèvent de la mécanique des roches (anisotropie, rupture fragile, fatigue), de la tectonophysique (paléo-déformations, zones de cisaillement, états de contraintes...), mais concernent aussi la géologie de l'ingénieur (ardoisières, mines, tunnels).

Pierre SIRIEYS participait activement aux activités de plusieurs associations scientifiques et techniques, et, jusqu'à sa mort brutale, son activité scientifique était restée importante : en témoigne ce dernier article dans *RFG* en 2008 sur les états de contrainte dans les massifs rocheux, dont il aura eu la joie de corriger les épreuves.

Sa vie intellectuelle a été entièrement marquée par la mécanique des roches. Comme le faisait malicieusement remarquer Pierre HABIB, lors de l'hommage rendu par le Comité français de mécanique des roches, le 4 décembre 2008, « le prénom est parfois une forte prédestination... ».

Tous ceux qui ont connu Pierre SIRIEYS gardent le souvenir de son enthousiasme et de sa rigueur dans la défense des grands principes de la mécanique et dans la recherche assidue et l'interprétation, avec les géologues, de tous les indices de déformation naturelle des massifs rocheux.

Nous avons encore dans l'oreille sa pointe d'accent et les nombreuses discussions avec lui à l'occasion de séances techniques et de congrès. Nous relisons aussi, bel et bien écrits, ses nombreux articles, notamment ceux parus dans la *Revue française de géotechnique* qui se devait de lui rendre hommage.

Adieu Pierre et Merci !

Texte de Denis Fabre, après l'hommage rendu lors de la séance technique du Comité français de mécanique des roches au CNAM, le 4 décembre 2008.

Modélisation physique et numérique des interactions sismiques sol-pieu : simulateur de séisme du LCPC

N. CHENAF¹

J.-L. CHAZELAS

Laboratoire central
des ponts et chaussées
Division Reconnaissance
et Mécaniques des sols
Route de Bouaye
BP 4129
44341 Bouguenais Cedex
Nawel.chenaf@lcpc.fr
J-L.chazelas@lcpc.fr

Résumé

Le travail présenté est une étude expérimentale des interactions inertielle et cinématique, mises en jeu lorsqu'une superstructure fondée sur pieux est sollicitée par un séisme. A l'aide de modèles réduits centrifugés, trois configurations ont été testées pour observer ces interactions indépendamment puis de manière combinée. La superstructure qui conditionne l'interaction inertielle a été modélisée par un chevêtre pesant, fixé rigidement en tête du pieu. Le pieu a été modélisé par un tube creux flexible mis en place par battage. Le massif de sol a été constitué d'un sable de Fontainebleau homogène sec et dense. Cet article présente par la suite une plateforme de modélisation numérique non-linéaire temporelle de la réponse du système superstructure-pieu-sol. Cette plateforme a permis de proposer une première génération de modèles d'éléments d'interface de type Winkler calés sur les résultats expérimentaux. Les modèles d'éléments d'interface ont été choisis dans la littérature parmi ceux fondés sur des paramètres physiques.

Mots-clés : interactions sol-pieu, interaction inertielle, interaction cinématique, modèles réduits en centrifugeuse, simulateur de séisme, modèle numérique, modèles de Winkler.

1. Nawel Chenaf a reçu le prix Jean Kerisel 2008, décerné par le Comité français de mécanique de sols et de géotechnique (CFMS), pour les travaux résumés dans cet article.

Soil-pile seismic interactions physical and numerical modelling: LCPC earthquake simulator

Abstract

The present work is an experimental study of the inertial and kinematic interactions for a superstructure-pile-soil system submitted to an earthquake, based on reduced scale model tests in the centrifuge. Three configurations were set up in order to observe each interaction separately and then to combine them. The superstructure generating the inertial effect was modelled by a heavy pile cap attached on the pile head. The flexible pile was driven into the soil. The soil deposit was a homogenous dry Fontainebleau sand layer. In a second part, a numerical code is presented to compute the temporal non-linear response of superstructure-pile-soil system. The numerical model is based on the 1D Winkler beam on non-linear bearings and computes the response in the time domain. The different interface elements based on physical parameters were chosen from the literature and fitted on the experimental data.

Key words: soil-pile interactions, inertial interaction, kinematic interaction, scale centrifuge tests, earthquake simulator, numerical model, Winkler model.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 30 novembre 2009.

Introduction

Lorsqu'une structure fondée sur pieux subit un séisme, les pieux interagissent avec le sol par deux mécanismes : l'interaction inertielle et l'interaction cinématique. L'interaction cinématique est le chargement du pieu par le mouvement du sol dû à la propagation des ondes sismiques. L'interaction inertielle est due aux forces d'entraînement, exercées par la superstructure sur le système pieu-sol, engendrées par l'accélération de la masse du chevêtre, due à l'effet cinématique. L'approche rationnelle de l'étude puis de la modélisation de l'interaction sismique sol-pieu qui combine les deux effets suppose de les étudier séparément puis d'étudier leur superposition. On sait que la séparation des deux effets ne sera pas une simple addition compte tenu de la non-linéarité du comportement du sol, même si Mylonakis *et al.* (1997) proposent de l'envisager pour des systèmes modérément non linéaires. L'argument en faveur d'une telle dissociation et addition simple est que la déformation d'un pieu, soumis à une charge latérale transmise par la superstructure, s'atténue rapidement avec la profondeur, les déformations dues à l'effet inertiel ne sont donc significatives qu'en surface, alors que les ondes sismiques n'induisent d'importants déplacements qu'en profondeur. La superposition des deux effets peut donc être une approximation raisonnable si la non-linéarité du sol est explorée.

Dans des cas plus complexes, caractérisés par de fortes non-linéarités, il est possible d'observer ces deux interactions indépendamment l'une de l'autre : puisque l'interaction inertielle est due à la masse de la superstructure, l'interaction cinématique sol-pieu peut être isolée à partir de la réponse d'un pieu sans superstructure sollicité par des ondes sismiques. Au contraire, la sollicitation d'un pieu avec une superstructure par un impact en tête permet d'observer la réponse inertielle du système superstructure-pieu-sol. Enfin, un essai sismique appliqué à un ensemble complet superstructure-pieu-sol met en jeu les deux interactions. C'est l'ensemble de ces trois approches expérimentales qui est présenté dans cet article.

Les travaux de modélisation des deux interactions séparées et combinées sont nombreux. Les approches analytiques de l'interaction cinématique (Margason, 1975 ; Flores-Berrones et Whitman, 1982 ; Dobry et O'Rourke, 1983 ; Barghouti, 1984 ; Gazetas, 1984 ; Soudouki, 1986 ; Makris et Gazetas, 1992 ; Shahrour *et al.*, 1994 ; Nikolaou *et al.*, 2001) et de l'interaction inertielle (Novak, 1974 ; Kaynia et Kausel, 1982 ; Matlock *et al.*, 1978 ; Novak et Aboul-Ella, 1978 ; Nogami, 1991 ; El Naggar et Novak, 1996 ; Boulanger *et al.*, 1999) sont faciles à mettre en œuvre et prennent en compte, selon l'approche, divers paramètres d'interaction et les caractéristiques du sol, du pieu et de l'excitation sismique. Elles ont cependant été développées dans le domaine fréquentiel ou pour un comportement linéaire ou linéaire équivalent, ce qui en limite l'usage, surtout dans une perspective de superposition des deux interactions.

Les approches numériques basées sur des modèles aux éléments finis ont principalement étudié le comportement du système couplé superstructure-pieu-sol soumis à un séisme (El Naggar et Bentley, 2000 ; Maheshwari *et al.*, 2004a et 2004b). Les analyses consacrées à l'interaction cinématique se sont plutôt intéressées à l'étude de l'effet de cette interaction sur le déplacement de la tête du pieu, ce qui est logique par rapport à son rôle comme générateur de l'accélération

des superstructures. Nikolaou *et al.* (2001) ont signalé cependant, dans un rapport de retour d'expérience, que des ruptures de pieux ont été localisées dans la zone proche du pied du pieu sans que la liquéfaction ne soit mise en cause. L'évaluation de cet effet sur toute la hauteur du pieu s'avère donc déterminante.

La modélisation physique a aussi traité du chargement sismique plus que du chargement en tête (Meymand, 1998 ; Wilson, 1998 ; Tokimatsu *et al.*, 2005), l'effet inertiel pur a souvent été déduit d'essai sismique par une décomposition analytique des deux effets (Tokimatsu *et al.*, 2005). Il convient également de rappeler l'existence de l'essai STATNAMIC (El-Naggar, 1998 ; Chakraborty, 2000) qui consiste à appliquer un choc en tête d'un pieu en vraie grandeur. Cet essai fournit un moyen de produire de grands chargements axiaux et latéraux sur des fondations par le biais d'une masse de réaction mobile. L'énergie développée lors de l'impact est entièrement restituée dans une bande de fréquences proche de la fréquence fondamentale du système sol-pieu, engendrant ainsi des forces d'inertie significatives, ce qui a permis de déterminer les propriétés dynamiques de l'interaction sol-pieu.

Dans le domaine des essais en modèles réduits, Grundhoff *et al.* (1998) ont commencé une telle étude à l'aide d'un simulateur d'impact en tête du pieu qui fonctionne en microgravité, leurs résultats ne sont pas connus. Bonab (2003) a repris ce concept pour concevoir un générateur de chocs répétitifs en vol sans arrêter la centrifugeuse et a présenté une étude paramétrique expérimentale de l'interaction inertielle.

Le travail présenté ici a complété cette étude paramétrique en utilisant le même outil de chargement, qui ne sera rappelé ici que succinctement. En revanche, le présent article détaille plus particulièrement les expérimentations sous sollicitations sismiques en centrifugeuse qui constituent une première en France. Les résultats expérimentaux en terme d'évolution temporelle des moments fléchissants en fonction de la profondeur seront présentés et commentés pour les trois configurations d'essai et donc pour les trois niveaux d'interaction : inertielle, cinématique et combinée.

Parallèlement aux travaux expérimentaux, des outils numériques d'interprétation des données ont été développés. Il s'agit d'une plateforme numérique fondée sur le modèle de la poutre de Winkler sur appuis non linéaires dans le domaine temporel. Cette plateforme vise à permettre la constitution et le test d'éléments d'interface représentatifs des deux formes d'interaction. Cet article présente cette plateforme et sa validation dans le domaine statique par comparaison avec différents outils : solution analytique, comparaison avec PILATE-LCPC (Baguelin *et al.*, 1976) et comparaison avec des résultats expérimentaux. Une vérification de la plateforme dans le domaine dynamique sera aussi présentée à travers un exemple d'ajustement d'un modèle d'interaction inertielle sur les résultats expérimentaux.

Modélisation physique à échelle réduite de l'interaction sol-pieu

Dans cette étude expérimentale, deux types de chargement sont utilisés pour simuler les différentes interactions auxquelles est sujet le système sol-pieu

sous charges dynamiques : des essais d'impact en tête du pieu pour simuler en premier lieu l'interaction inertielle pure et des essais sismiques avec le Simulateur de Séisme du LCPC pour modéliser l'effet cinématique pur et les deux interactions combinées. Le sol, le pieu modèle, le chevêtre qui équipe la tête du pieu ainsi que l'instrumentation mis en œuvre sont identiques pour les deux types de chargement et pour les trois configurations d'essai. Cette partie résume les procédures expérimentales établies ainsi que les moyens mis en œuvre pour réaliser les essais.

2.1

Procédures expérimentales

2.1.1

Propriétés du sol

Le massif de sol, reconstitué par pluviation dans des conteneurs rigides, est un sable de Fontainebleau homogène, fin, sec et dense ($1\,600\text{ kg/m}^3$; la densité relative D_r est égale à 86 %). Le tableau I résume les principales caractéristiques du sable utilisé.

2.1.2

Propriétés des pieux modèles

Les pieux modèles ont été conçus pour un facteur d'échelle sur les longueurs de $1/40^e$ et donc des essais à 40 g (facteur d'échelle $N = 40$). Les caractéristiques géométriques et mécaniques du pieu prototype modélisé et celles du pieu modèle sont résumées dans le tableau II.

Le pieu modèle est souple, sa longueur de transfert a été estimée à 3 m (Remaud, 1999).

Le pieu modèle est battu dans le massif de sable à 1 g, à l'aide d'un dispositif simple de battage conçu au LCPC (Fig. 1). Ce dispositif assure une bonne répétitivité du battage d'un essai à un autre.

Le pieu modèle est équipé de vingt niveaux de mesures de déformation. Chaque niveau de jauge est constitué de deux jauges collées en regard sur les deux génératrices du pieu. Les jauges sont collées par paire

TABLEAU I Propriétés physiques du sable de Fontainebleau.
Physical properties of the Fontainebleau sand.

Densité (kg/m^3)		Indice des vides		
ρ_s	$\rho_{d\text{ max}}$	$\rho_{d\text{ min}}$	$e_{\text{ max}}$	$e_{\text{ min}}$
2 650	1 676	1 412	0,887	0,581

TABLEAU II Caractéristiques mécaniques et géométriques du pieu prototype et du pieu modèle.
Prototype and model piles mechanical and geometrical characteristics.

	Facteur d'échelle	Pieu prototype	Pieu modèle
Matériau		Acier	Aluminium
Longueur [m]	N	15,2	0,380
Longueur de fiche D [m]	N	12	0,3
Diamètre B [m]	N	0,72	0,018
Diamètre b [m]	N	0,685	0,015
Module d'Young du matériau E_p [MPa]	-	$2 \cdot 10^5$	$7,4 \cdot 10^4$
Moment d'inertie de la section I_p [m ⁴]	N ⁴	$2,38 \cdot 10^{-3}$	$2,67 \cdot 10^{-9}$
Rigidité $E_p I_p$ [MN.m ²]	N ⁴	476	$197 \cdot 10^{-6}$

et montées en demi-pont de manière à permettre l'évaluation directe de la déformation de flexion à chaque étage de paire de jauges. Les paires de jauges sont réparties sur la fiche du pieu tous les 15 mm sur une longueur totale de 285 mm. Les jauges sont protégées par une couche de gélcoat.

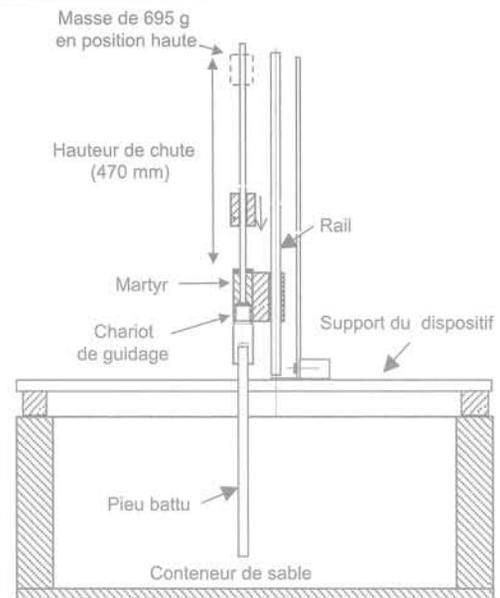
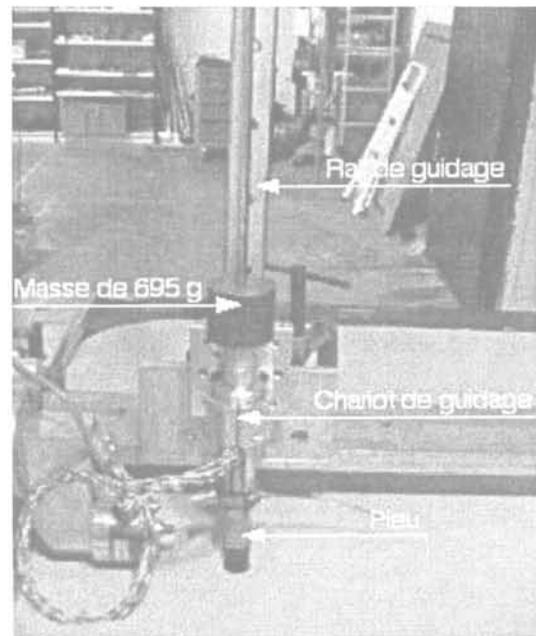


FIG. 1 Dispositif de battage du pieu modèle.
Model pile driving device.

Le chevêtre

Une masse pesante est fixée en tête du pieu pour simuler l'effet inertiel. Dans le cas des essais de choc, il permet aussi de protéger la tête du pieu d'un éventuel endommagement, puisque le générateur de choc est dirigé vers le centre de gravité de la tête du pieu qui correspond à l'extrémité du pieu. Le chevêtre a été conçu pour assurer une liaison rigide avec la tête du pieu, pour éviter une discontinuité de la rotation ainsi que des vibrations locales des pièces. Le chevêtre en aluminium modèle ($30 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$) pesant 188,3 gr simule une superstructure prototype de 13 t.

L'accélération au niveau du chevêtre est mesurée par un accéléromètre collé à hauteur de son centre de gravité et sur la face opposée à celle qui reçoit l'impact. Le déplacement du chevêtre est enregistré par un capteur laser analogique. Ce capteur est fixé sur un support métallique de telle sorte que le spot lumineux du laser soit dirigé vers le centre de gravité du chevêtre.

Dispositif et séquences de chargement

Le premier type d'essai, qui visait à simuler exclusivement l'interaction superstructure-sol-pieu inertielle, a été mis en place par Bonab (2003). Cet essai dit « inertiel » repose sur la génération d'impact en tête du pieu par un générateur d'impact, constitué d'une bobine électromagnétique qui accélère une bille (Fig. 2). Le choc est géré depuis la salle de commande de la centrifugeuse. Le dispositif permet d'appliquer aussi bien un choc qu'une séquence de chocs d'amplitude constante ou non. L'essai inertiel mis en place est schématisé sur la figure 3.

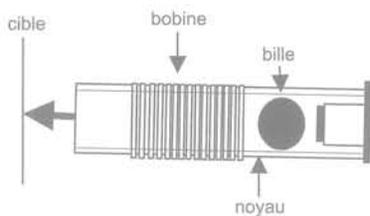


FIG. 2 Schéma du générateur d'impact en tête du pieu.
Inertial loading device.

La force d'impact est enregistrée par un capteur de force vissé sur le chevêtre, un matériau de contact est collé sur la face du capteur qui reçoit le choc, pour le protéger et pour prolonger la durée de l'impact.

L'enregistrement temporel, ainsi que le contenu fréquentiel, de la force appliquée sur le chevêtre lors de l'essai inertiel sont donnés sur la figure 4. Considérant que la fréquence propre du système pieu-sol constaté est de l'ordre de 3,6 Hz prototype (Chenaf, 2007), soit une période propre de 0,27 s, la mesure de la force montre que l'impact appliqué est très court et peut être considéré comme un Dirac de force.

Les essais sismiques, qui ont permis de simuler l'interaction sol-pieu cinématique et la combinaison des deux interactions, étaient les premiers essais réalisés avec le Simulateur de Séisme (SdS) dont s'est doté le LCPC. Le SdS est une table vibrante embarquée dans la nacelle de la centrifugeuse. Ainsi, au cours de la rotation de la centrifugeuse, le modèle est soumis simultanément à un champ de macrogravité engendré par l'accélération centrifuge, selon la verticale du modèle, et à une accélération sismique horizontale par rapport au modèle. Ce dispositif développé par l'entreprise Actidyn Système a déjà été largement présenté (Derx et al., 2006a et 2006b). Ses principales caractéristiques sont rappelées dans le tableau III.

Le SdS est un dispositif électro-hydraulique qui permet de commander des séismes sinus d'une durée maximale d'une seconde dans la bande 20-200 Hz pour la pleine charge ou des séismes large bande tels que

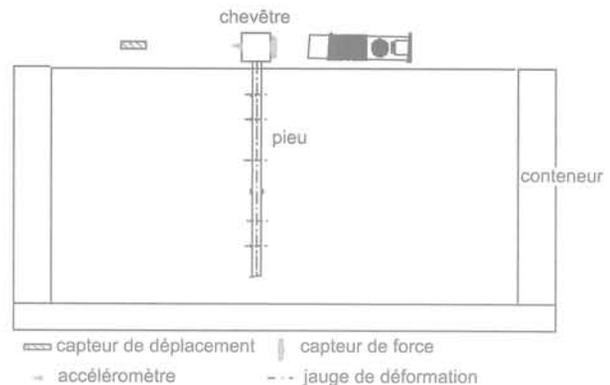
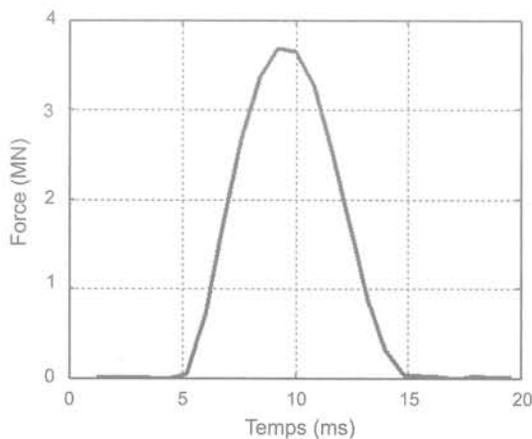
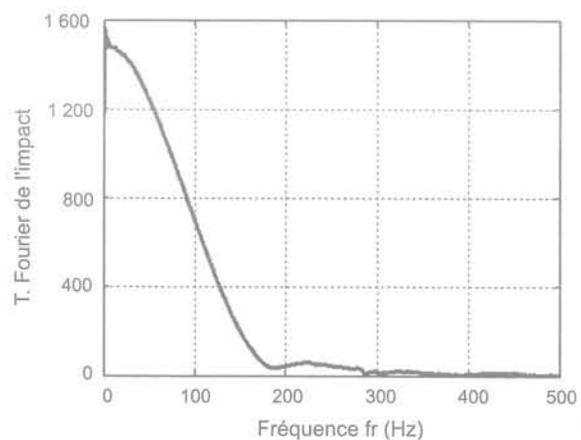


FIG. 3 Schématisation de l'essai inertiel.
Test setup for inertial interaction.



(a)



(b)

FIG. 4 Enregistrement temporel (a) et fréquentiel (b) de l'impact en tête du pieu.
(a) Time record of the horizontal force applied at the pile cap for the inertial tests (b) FFT of this force.

TABEAU III Performance du simulateur de séisme du LCPC.
LCPC earthquake simulator performance.

	Modèle	Prototype (réel)
Masse utile	400 kg	dimension prototype dans le conteneur 32 × 24 × 22 m au 1/40 64 × 28 × 44 m au 1/80
Champ de gravité centrifuge	10 à 80 g	1 g
Déplacement maximal	5 mm	20 cm à 1/40 40 cm à 1/80
Vitesse maximale	1 m/s	1 m/s
Accélération maximale	20 g à 1/40 40 g au 1/80	0,5 g
Bande de fréquence en sinus	20-200 Hz	0,5-5 Hz au 1/40 0,25-2,5 Hz au 1/80
Durée maximale du séisme sinus	1 s	40 s au 1/40 80 s au 1/80
Mouvements parasites	accélération en bout de table < 10 % du séisme	

des enregistrements de séismes réels ou des séismes synthétiques.

Lors des essais de réception, il a été démontré que cette machine disposait de la puissance nécessaire pour réaliser le programme spécifié, en revanche les mouvements appliqués à la masse d'essai présentaient trop de mouvements parasites (en lacet et en basculement). Cependant, des améliorations réalisées en janvier 2007 ont permis d'obtenir un respect parfaitement conforme aux spécifications en sinus et en séisme réel pour une masse légèrement réduite et à 40 g. Il reste encore à vérifier l'amélioration complète des spécifications.

La figure 5 présente le SdS du LCPC disposé dans la nacelle de la centrifugeuse ainsi qu'un schéma descriptif de sa mécanique.

Comme il est indiqué sur la figure 6, le signal sismique choisi pour les essais présentés par la suite correspond à une fonction harmonique de type sinusoïdale. Ces principales caractéristiques sont données sur cette figure à l'échelle du prototype. Dans le tableau IV, ces caractéristiques sont données avec leur équivalence à l'échelle du modèle.

Lors des essais sismiques, en plus de l'instrumentation spécifique au pieu et au chevêtre (cf. § 2.1.2 et

2.1.3), des accéléromètres ont été disposés dans le sol en différentes profondeurs en cours de pluviation. Ces capteurs ont permis le suivi de l'évolution du déplacement du sol en cours d'essai. Ainsi que son évolution

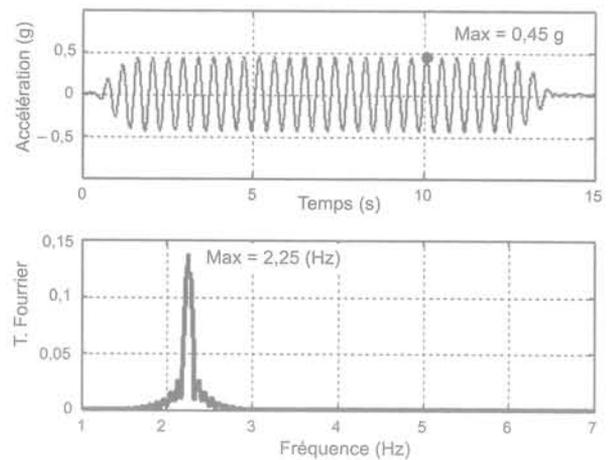


FIG. 6 Caractéristiques de l'accélération du séisme simulé.
Simulated earthquake characteristics (up in the time domain, lower in the frequency domain).

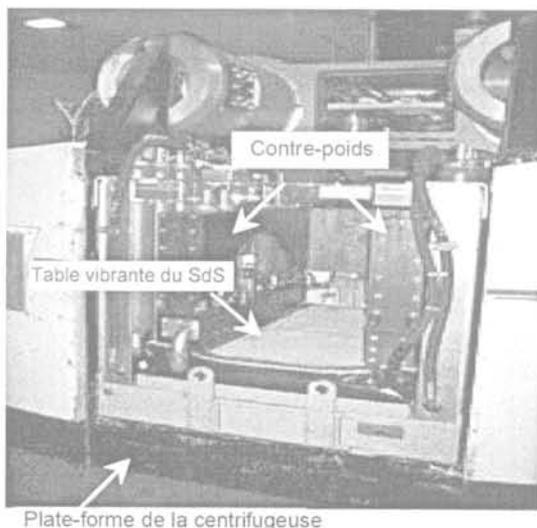


FIG. 5 Photo du simulateur de séisme du LCPC disposé dans la centrifugeuse.
Earthquake simulator at LCPC seen embarked in the centrifuge basket. The front counterweight is withdraw.

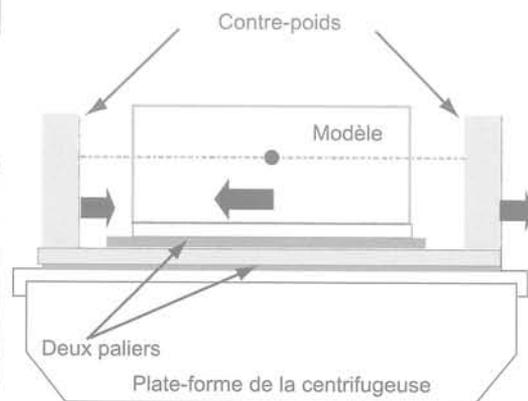


TABLEAU IV

Caractéristiques modèle et prototype du signal sismique simulé.

Model and prototype characteristics of simulated seismic signal.

	Modèle (1/40)	Prototype
Amplitude [g]	18	0,45
Amplitude [m/s ²]	176,5	4,4
Durée [s]	0,3	12
Nbre d'alternance [.]	30	30

d'un essai sismique à un autre, puisque trois configurations d'essai sismique ont été mises en place : un essai sismique sur un massif de sol visait la caractérisation du déplacement du sol en « champ libre », c'est-à-dire sans l'effet de la présence du pieu, la seconde configuration visait à simuler l'interaction cinématique, le pieu dans ce cas n'a pas été équipé du chevêtre en tête, la dernière a pris en compte tout le système chevêtre-pieu et sol où il s'agissait de simuler les deux effets combinés. La figure 7 schématise cette dernière configuration.

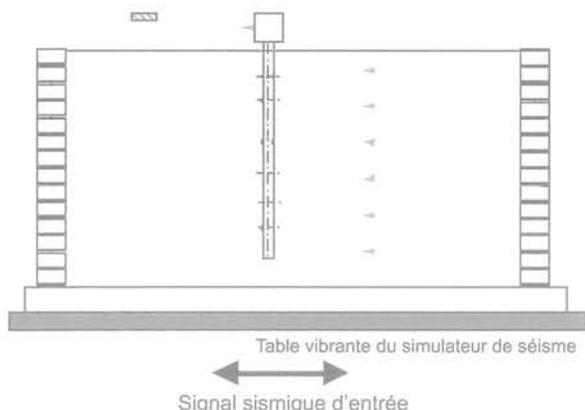


FIG. 7 Dispositions expérimentales de l'essai sismique sur l'ensemble chevêtre-pieu-sol. Test setup for combined interactions (for kinematic interaction the cap is withdraw).

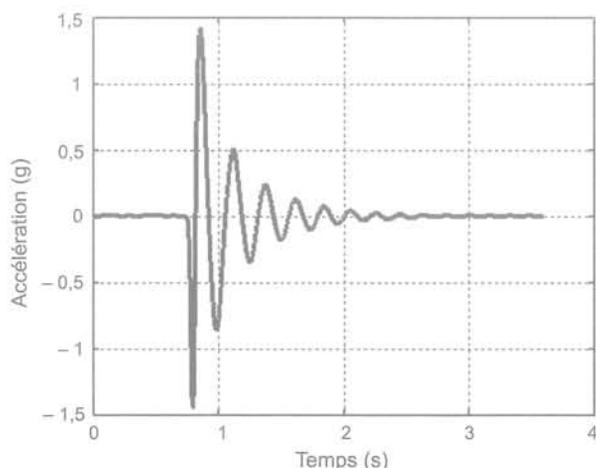


FIG. 8 Accélération et déplacement du chevêtre : essai inertiel. Cap acceleration and displacement: Inertial test.

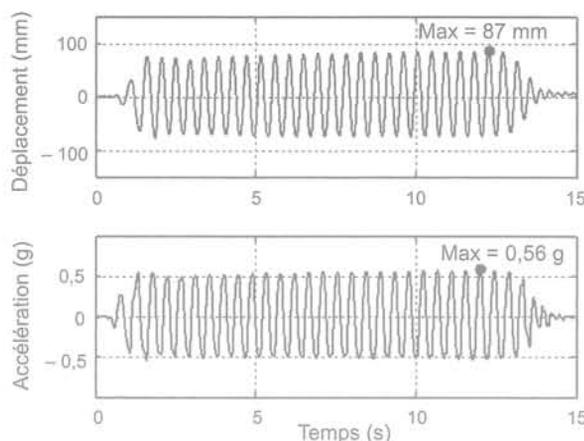


FIG. 9 Déplacement et accélération du chevêtre : essai sismique. Cap displacement and acceleration: seismic test.

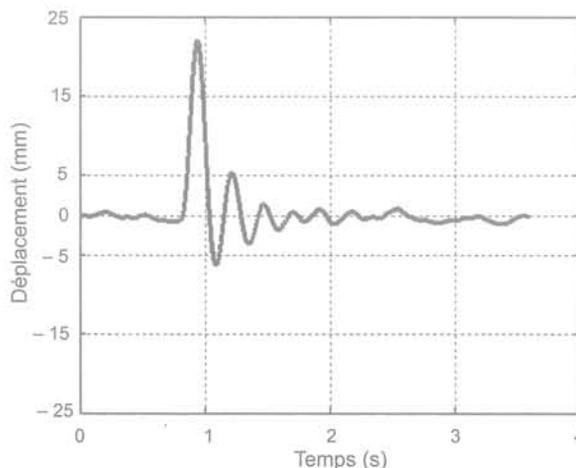
2.2

Mesures acquises lors des essais inertiels et sismiques

2.2.1

Accélération – Déplacement du chevêtre

L'accélération du chevêtre ainsi que le déplacement correspondant, mesuré par le capteur laser, sont donnés sur la figure 8. Ces deux enregistrements correspondent à un mouvement oscillatoire amorti, qui s'atténue après 2 s. La figure 9 représente le déplacement et l'accélération mesurés en tête du pieu lors d'un essai sismique, réalisé avec un pieu équipé du chevêtre. Le mouvement est harmonique forcé (non-amorti). Il correspond au signal sismique d'entrée en fréquence et en nombre d'alternance (Fig. 6). Les mesures de déplacement et d'accélération en tête du pieu permettent d'une part de vérifier la réponse instantanée du pieu à la sollicitation, et d'autre part sont utilisées comme conditions aux limites lors de l'établissement des boucles p-y (Chenaf, 2007), p étant la réaction du sol et y le déplacement du pieu.



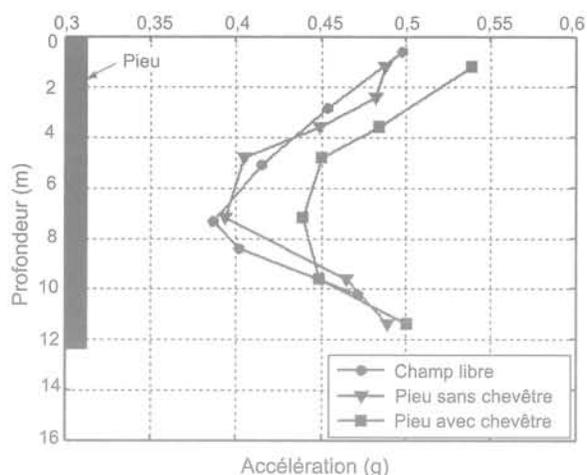


FIG. 10 Comparaison des accélérations maximales du sol pour trois configurations d'essai sismique.
Comparison of the maximum acceleration profiles in the three seismic tests configurations.

2.2.2

Accélération de la colonne de sol

Les essais sismiques réalisés dans cette étude sont particuliers, la notion de déformation dans le champ proche du pieu et dans le champ lointain n'est pas applicable. Le massif de sol a été reconstitué dans un conteneur rigide dont la base est solidaire du simulateur de séisme.

Afin de caractériser la réponse de la colonne de sol dans ces conditions, les accélérations maximales du sol issues de l'essai sur le massif de sol en champ libre ont été comparées à celles déduites des essais sur pieu équipé ou non équipé du chevêtre. Cette comparaison est représentée sur la figure 10. Les accélérations comparées sont les accélérations horizontales mesurées dans le sol à environ 5 diamètres du pieu. Notons que les accélérations du massif de sable dans le cas des chocs en tête n'ont pas été mesurées.

La figure 10 montre que la courbe d'accélération du sol en « champ libre » est comparable à celle de l'essai sur pieu non-équipé du chevêtre. Le mouvement du sol n'est donc pas affecté par la présence du pieu. On en déduit que le pieu subit un effet cinématique pur dû à un mouvement d'entraînement par le sol.

La courbe de l'essai sur pieu équipé du chevêtre a la même allure que les deux courbes précédentes jusqu'à 7 m. L'écart en surface entre les courbes est quasi-constant. Au-delà de 9 m de profondeur, les courbes sont confondues. L'écart d'amplitude en surface est dû à l'effet inertiel du chevêtre ; en pied du pieu, cet effet disparaît.

2.2.3

Moments fléchissants

L'étalonnage du pieu instrumenté par essais statiques en flexion permet de convertir directement les informations de paires de jauges en moment à chaque niveau. Il est donc possible de tracer les profils des moments fléchissants en fonction de la profondeur et au cours du temps. Les figures 11, 12 et 13 présentent ces profils pour les trois configurations d'essai. Pour la lisibilité des figures, sont présentés des profils à différents instants formant une séquence du mouvement. La flèche dessinée sur le graphe indique le sens du mouvement.

En s'appuyant sur l'évolution temporelle de ces profils, il est possible de tracer l'enveloppe des moments maximaux à chaque profondeur au cours du temps pour chaque configuration ainsi que la zone au-delà de laquelle les moments peuvent être considérés comme nuls.

Dans le cas de l'essai inertiel (Fig. 11), le moment maximum est estimé à 1 100 kN.m et se situe à une profondeur égale à 1,8 m par rapport à la surface libre du sol. Ce moment dépend bien sûr de l'amplitude de la force appliquée. Les moments sont négligeables au-delà de 6 m.

Sur la figure 12, les moments obtenus de l'essai d'interaction cinématique pure croissent de la surface jusqu'à 6,6 m et décroissent par la suite jusqu'en pied du pieu. Le moment maximum est égal à 223 kN.m.

Les moments fléchissants représentés sur la figure 13, obtenus en simulant les deux interactions combinées, sont significatifs sur toute la hauteur du pieu, leur maximum se situe à 3,6 m et est égal à 720 kN.m. Ce qui est très supérieur au cas précédent alors que l'input sismique est le même.

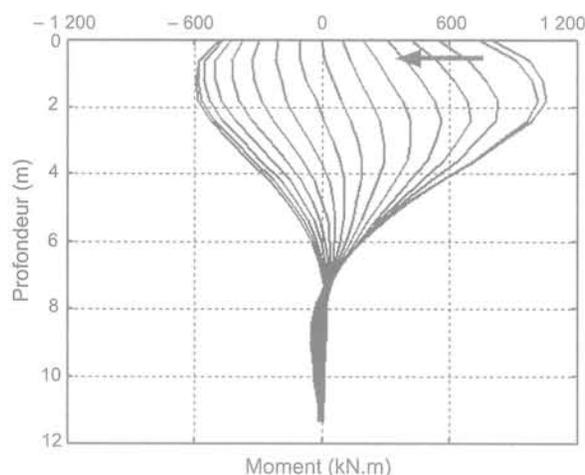


FIG. 11 Profils du moment fléchissant en différentes séquences du mouvement : essai inertiel.
Sequence of bending moment profiles along time at the beginning of an impact test.

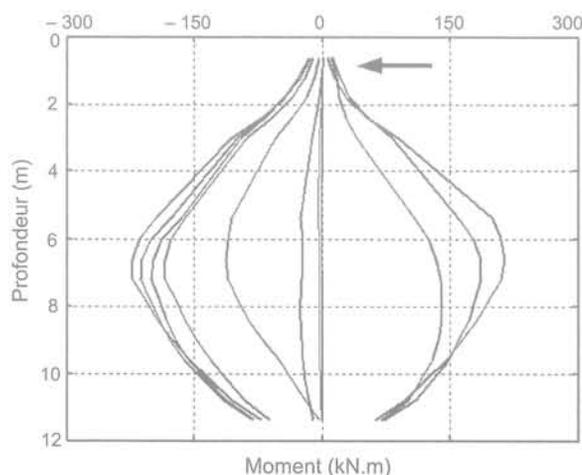


FIG. 12 Profils du moment fléchissant en différentes séquences du mouvement : essai sismique sur pieu non-équipé du chevêtre.
Sequence of bending moment profiles along time during a kinematic test (pile without cap).

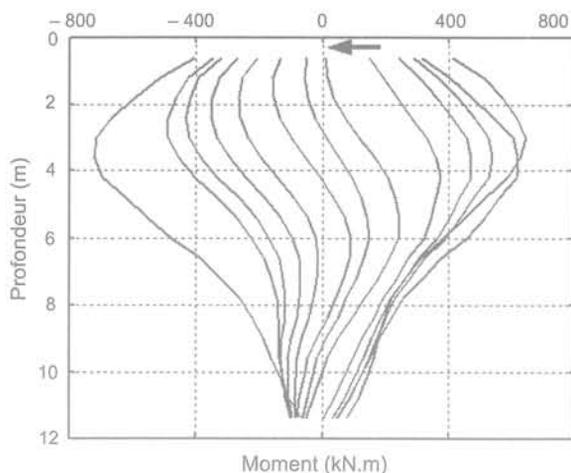


FIG. 13 Profils du moment fléchissant en différentes séquences du mouvement : Essai sismique sur pieu équipé du chevêtre.
Sequence of bending moment profiles along time during a seismic test for combined interactions (pile with cap).

Les courbes enveloppes des profils des moments maximaux positifs pour les trois configurations sont comparées sur la figure 14. Cette comparaison permet de déduire que :

- l'effet inertiel est prédominant au cours du tremblement de terre pour le pieu équipé d'un chevêtre en tête. Les moments de fortes amplitudes se manifestent dans la zone proche de la tête du pieu ;
- le mouvement du sol engendre des déformations du pieu plus importantes dans les couches intermédiaires (situées entre 6 et 10 m) en l'absence du chevêtre ;
- les essais sous séisme sur pieu équipé ou non équipé du chevêtre montrent l'apparition et la prédominance de l'effet cinématique en pied du pieu (les courbes sont quasiment confondues à partir de 8 m).

Des difficultés expérimentales ont empêché l'aboutissement à des niveaux de déformations de même grandeur pour les essais de chocs et les essais sismiques. Les comparaisons en termes de moments ou de déplacements maximaux sont limitées, il serait donc utile de reproduire ces mêmes essais à un même niveau de déformation maximale – soit en tête, soit plus bas dans le corps du pieu – pour mieux établir leur

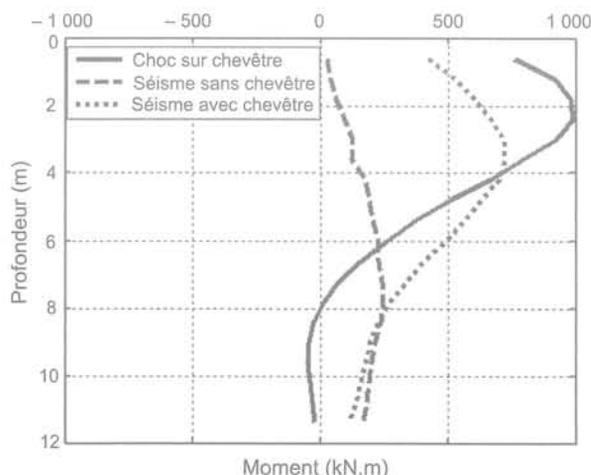


FIG. 14 Comparaison des profils de moments maximaux pour les trois configurations.
Comparison of the maximum bending moment profiles in the three tests configurations.

contribution dans l'interaction combinée au cours d'un séisme. Compte tenu de la première utilisation du SdS, les essais sismiques sont particuliers à cause de la rigidité du conteneur utilisé. L'effet de réflexion des ondes générées par le tremblement de terre simulé n'a pas été étudié, il est donc important de reproduire les essais sismiques en reproduisant le mouvement en champ libre en libérant les parois du conteneur.

3

Modélisation numérique de l'interaction sol-pieu

Le modèle qui sous-tend le plus souvent les règlements de calcul – que ce soit dans le règlement national (Fascicule 62, 1993) ou les règlements internationaux (API, 1993 ; DNV, 1992 ; PHRI, 1980) – est le modèle du coefficient de réaction qui se traduit par les courbes p-y. Ces courbes expriment la réaction p du sol au déplacement y du pieu, elles sont établies expérimentalement à partir des moments fléchissants mesurés par les jauges de déformations collées sur les pieux testés.

L'analyse de l'interaction sol-pieu sous forme de courbes p-y peut servir de base au calage de paramètres d'interaction dans un modèle numérique.

Le Laboratoire central des ponts et chaussées a développé le logiciel PILATE-LCPC (Pieux sous charges LATérales) sur cette base (Romagny, 1985 ; Frank, 1999). PILATE-LCPC permet à partir des courbes p-y statiques expérimentales de calculer l'évolution des moments fléchissants, des efforts tranchants, des déplacements et des réactions du sol le long du pieu à partir des courbes p-y statiques expérimentales. Le calcul est basé sur une résolution analytique avec un processus de linéarisation des courbes p-y.

Le code développé ici vise à calculer l'évolution des moments, des efforts tranchants, des déplacements et des réactions du sol le long du pieu en exploitant des courbes p-y expérimentales, à travers un modèle aux éléments finis 1D du pieu. Les interactions sol-pieu sont discrétisées par des éléments d'interface discrets de type Winkler dont les caractéristiques sont extraites des courbes p-y expérimentales. Ce modèle permet en plus d'ajuster des paramètres d'interaction à partir de résultats expérimentaux. Le développement de ce code a d'abord permis de traiter le cas du chargement statique ensuite le cas dynamique.

3.1

Code de calcul

L'équilibre statique d'un pieu de rigidité à la flexion $E_p I_p$ soumis à une charge statique F en tête a pour expression :

$$P_{\text{sol}}(y, z) + E_p I_p \frac{\partial^4 y}{\partial z^4} = F \quad (1)$$

P_{sol} est la réaction du sol relative à la profondeur z , y est le déplacement latéral du pieu dans la direction de la charge F . La masse du chevêtre et le poids du pieu sont négligés.

Pour passer du modèle continu défini par l'équation (1) à un modèle discret, le pieu est discrétisé par des éléments finis barre à deux degrés de liberté : une

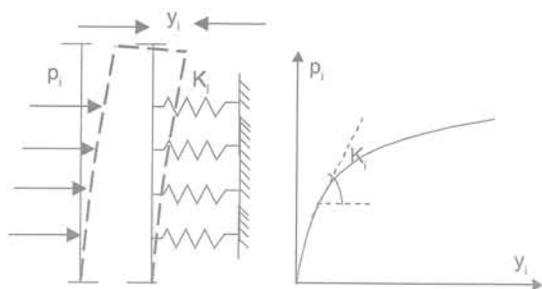


FIG. 15 Schématisation du modèle discret de Winkler.
Winkler discret model diagram.

translation et une rotation à chaque nœud. La réaction continue du sol est discrétisée par le modèle mécanique de Winkler. Ce modèle néglige la continuité du sol, le sol est assimilé à un ensemble de ressorts indépendants sur lesquels s'appuie le pieu au cours de son déplacement. La modélisation numérique de l'interaction sol-pieu, par le biais de ce concept, se traduit par la description de cette interaction par une loi de comportement qui relie le déplacement y du pieu à la réaction p du sol. Cette modélisation est décrite par les courbes p - y (Fig. 15).

Dans ce cas, la réaction ponctuelle du sol a pour expression :

$$p_i(y, z) = k_i y_i \quad (2)$$

où p_i est la réaction du sol agissant sur le nœud i ; k_i , le coefficient de réaction latérale affecté à ce nœud i et y_i le déplacement latéral du pieu correspondant.

Le coefficient k est une grandeur d'interaction sol-pieu. Il qualifie la raideur du sol vis-à-vis du déplacement latéral du pieu. Compte tenu de la non-linéarité du comportement du sol, il est souvent dépendant du déplacement y du pieu, ce n'est donc pas un paramètre intrinsèque du sol.

A partir de ces hypothèses, un algorithme basé sur une résolution en déplacement a été développé pour résoudre l'équation (1). Chenaf (2007) décrit l'élaboration de cet outil de calcul en détails ainsi que la combinaison de deux algorithmes : discrétisation spatiale par la méthode des éléments finis et linéarisation par la méthode de Newton-Raphson. Un processus de chargement incrémental est introduit pour assurer la convergence de l'algorithme (Mestat, 1988).

La validation du modèle statique, développé sous MATLAB, a été effectuée selon deux approches :

- la comparaison des résultats avec ceux d'une résolution analytique ;
- la comparaison avec des résultats de PILATE-LCPC fondés sur les mêmes résultats expérimentaux.

3.2

Validation du modèle statique par une solution analytique

Frank (1999) a présenté une solution analytique, dans le cas d'un sol homogène et élastique de module E_s , le pieu étant soumis à un chargement latéral statique. La solution en déplacement de l'équation (1) est donnée par la relation (3). Le moment fléchissant, qui correspond à la deuxième dérivée du déplacement, est donné par l'équation (4) :

$$y(z) = e^{z/l_0} [a_1 \cos \frac{z}{l_0} + a_2 \sin \frac{z}{l_0}] + e^{-z/l_0} [a_3 \cos \frac{z}{l_0} + a_4 \sin \frac{z}{l_0}] \quad (3)$$

$$\frac{M}{E_p I_p} = y''(z) = \frac{2e^{z/l_0}}{l_0^2} [-a_1 \sin \frac{z}{l_0} + a_2 \cos \frac{z}{l_0}] + \frac{2e^{-z/l_0}}{l_0^2} [a_3 \sin \frac{z}{l_0} - a_4 \cos \frac{z}{l_0}] \quad (4)$$

Les termes a_1 , a_2 , a_3 , a_4 sont des constantes d'intégration qui peuvent être déterminées à partir des conditions aux limites. l_0 est la longueur de transfert du pieu donnée en fonction du module de sol E_s , du module du pieu E_p et de l'inertie de sa section par rapport à son axe transversal I_p :

$$l_0 = \sqrt{\frac{4E_p I_p}{E_s}} \quad (5)$$

Le module de réaction E_s correspond au coefficient de réaction $k(y, z)$ pour un diamètre B donné du pieu :

$$E_s = k(y, z) B \quad (6)$$

Pour l'application numérique, on a pris une des valeurs du module de réaction proposées par Poulos (1971) (Tableau V). Ces valeurs moyennes ont été déterminées à partir d'essais sur des pieux réels enfouis dans du sable (Broms, 1964).

Les figures 16 et 17 représentent les résultats analytiques obtenus par le calcul du déplacement et du profil de moments fléchissants à partir des équations (3) et (4), comparés à ceux obtenus par le modèle numérique (Chenaf, 2007). Ces deux figures montrent que les résultats des deux calculs sont comparables. L'écart qui apparaît au niveau du moment maximum (à 1,8 m de profondeur) n'excède pas 10 %. Notons que l'estimation de la propagation de l'erreur de la mesure de moments - estimée à 3,7 % - engendre une incertitude de 0,5 % sur le calcul du déplacement du pieu y et une incertitude de 15,5 % sur la réaction du sol p à cette profondeur (Chenaf, 2007). Rappelons à cet effet que ce sont les courbes p - y qui sont assujetties au processus d'ajustement par le code que nous avons établi, d'où la justification d'un tel écart avec les mesures.

Validation du modèle par comparaison avec des résultats expérimentaux et avec un calcul avec le logiciel PILATE-LCPC

Des mesures issues d'essai de chargement statique monotone (Rosquoët, 2004) ont été utilisées pour effectuer cette validation. Elles ont permis d'ajuster sur ces courbes p - y expérimentales les caractéristiques des ressorts de « Winkler ». Les courbes p - y de surface ont été ajustées par des fonctions de la forme $p = Ay^B$ (PHRI, 1980 ; Mezazigh, 1995). Les courbes des couches profondes ne présentant pas de fortes non-linéarités, la relation p - y a été ajustée par des droites. Un exemple de chaque mode d'ajustement est donné sur les figu-

TABLEAU V Valeur moyenne du module d'Young E_s pour différentes densités de sable.

Means values of the soil young modulus E_s of sand as function of its density.

Densité du sable	Intervalle de la valeur E_s (kg/m ²)
Lâche	91 400-210 920
Moyen	210 920-421 840
Dense	421 840-984 300

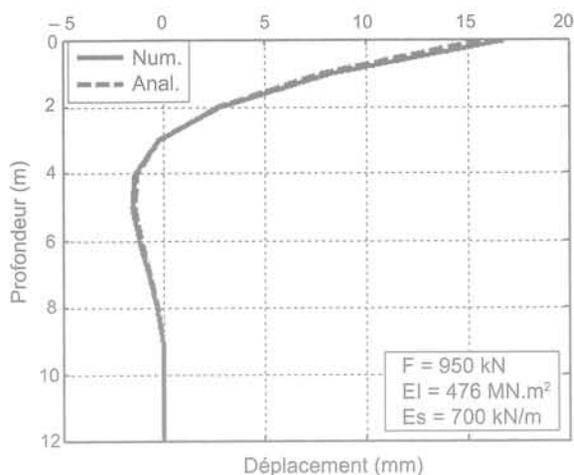


FIG. 16. Comparaison du calcul analytique et du code EF 1D en statique : profil du déplacement.
Comparison of numerical model to analytical solution : displacement profile.

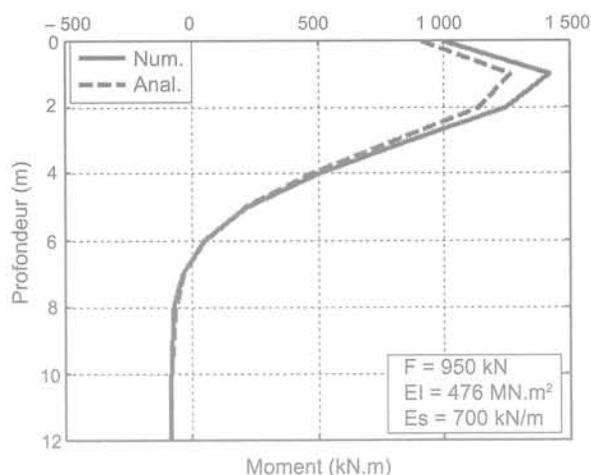


FIG. 17. Comparaison du calcul analytique et du code 1D en statique : profil du moment fléchissant.
Comparison of numerical model to analytical solution : bending moment profile.

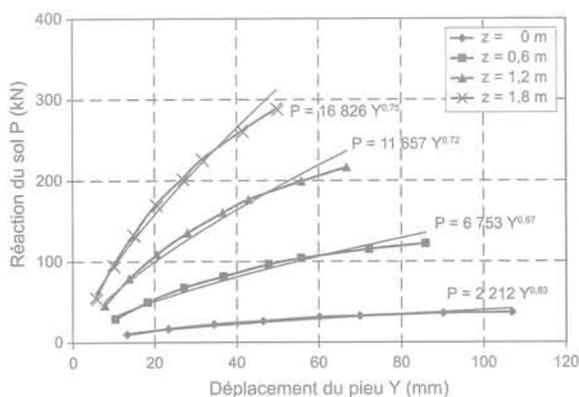


FIG. 18. Ajustement de type puissance des courbes expérimentales p-y.
Experimental p-y fitting : power law fitting.

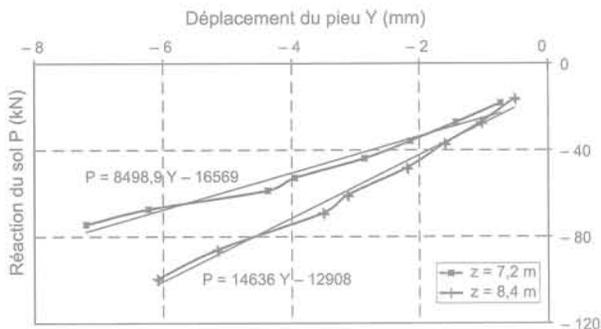


FIG. 19. Ajustement linéaire des courbes expérimentales p-y.
Experimental p-y fitting : linear law fitting.

res 18 et 19 : les lignes marquées correspondent aux courbes expérimentales et les lignes continues correspondent aux courbes ajustées.

Ces mêmes courbes expérimentales ont été introduites dans le logiciel PILATE-LCPC pour calculer le moment, l'effort tranchant, le déplacement du pieu et la réaction du sol.

La figure 20 représente les courbes expérimentales, les courbes obtenues par PILATE-LCPC, confrontées aux courbes obtenues par notre code. Ces courbes montrent une meilleure concordance entre les résultats expérimentaux et la simulation effectuée avec notre code EF 1D qu'avec le logiciel PILATE-LCPC. Rosquoët (2004) admet d'ailleurs que PILATE-LCPC sous-estime légèrement les résultats, il a remarqué que ce phénomène est amplifié avec l'accroissement de la charge F appliquée en tête du pieu. Il a montré néanmoins que la différence reste inférieure à 10 %.

Notons qu'en plus du gain de précisions que procure notre code, il présente l'avantage de la flexibilité d'application de la charge extérieure et du choix du nombre d'appuis. PILATE-LCPC ne permet de l'appliquer qu'en tête et le nombre de points de calcul dans le sol est limité à 20.

A partir de ces deux comparaisons, on a considéré le code EF 1D comme validé pour la modélisation de l'interaction dans le domaine non linéaire sous charge statique et on a pu entreprendre la modélisation dans le domaine dynamique.

3.4

Modélisation numérique de l'interaction inertielle et cinématique

L'algorithme statique validé a été adapté au calcul et à l'analyse de l'interaction non linéaire sous charge dynamique appliquée en tête. L'équilibre dynamique en flexion unidimensionnelle du modèle continu du pieu s'écrit dans ce cas :

$$\mu_p \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + c_p \frac{\partial y}{\partial t} + p_{\text{sol}}\left(y, \frac{\partial y}{\partial t}, \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}, z, t\right) + E_p I_p \frac{\partial^4 y}{\partial z^4} = F(z, t) \quad (7)$$

où $F(z, t)$ est la force extérieure appliquée en tête ;

$p_{\text{sol}}\left(y, \frac{\partial y}{\partial t}, \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}, z, t\right)$, la force de réaction transversale du

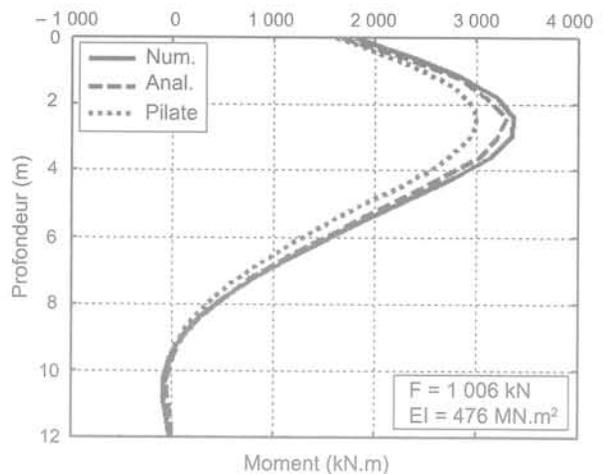
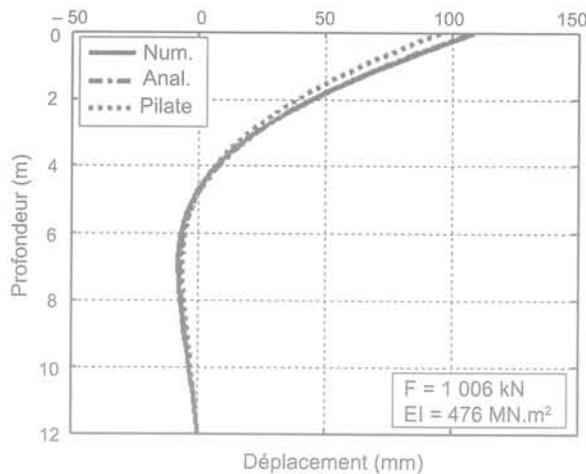


FIG. 20 Comparaison des profils des déplacements et des moments simulés et mesurés.
Comparison of computed and measured displacements and bending moments profiles.

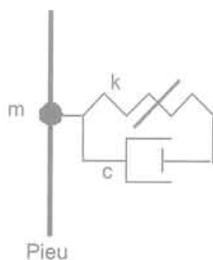


FIG. 21 Schéma de l'élément d'interface de Winkler pour une charge dynamique.
Basic diagram of the dynamic Winkler beam interface elements.

sol ; $E_p I_p \frac{\partial^4 y}{\partial z^4}$, la force d'équilibre de la densité de chargement dans la direction de la translation due au moment de flexion du pieu ; $c_p \frac{\partial y}{\partial t}$, la force d'amortissement interne du pieu et $\mu_p \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$, la force d'inertie de translation du pieu qui comprend la masse du chevron.

La réaction p du sol est décomposée en trois forces : une force élastique dans le ressort, équivalente à la réaction statique développée dans le paragraphe pré-

cedent, une force d'amortissement développée dans un amortisseur et une force d'inertie développée dans une masse. Ce modèle, attribué à chaque appui de Winkler, est schématisé sur la figure 21.

L'algorithme temporel HHT (Hilbert-Hugues-Taylor, 1977) a été implémenté dans le code statique pour la résolution de l'équilibre dynamique du système superstructure-sol-pieu. Deux cas de chargements dynamiques ont été traités : le choc en tête et le séisme. L'algorithme est adapté au chargement impulsionnel en tête par l'introduction d'une condition de vitesse initiale non-nulle calculée à partir de la quantité de mouvement cédée au chevron par l'impact. Le chargement sismique est introduit par le biais d'une force d'inertie relative aux mouvements du sol qui entoure le pieu en chaque appui de Winkler.

Ce code a été utilisé pour ajuster des modèles d'interface fondés sur le schéma de la figure 21 qui se composent d'un élément de réaction élastique statique, d'un élément d'amortissement et d'un élément de masse.

Les éléments d'interaction élastiques ont été fondés sur des lois d'interaction de la littérature pour modéliser un ressort non linéaire (PHRI, 1980 ; API, 1993 ; Carter, 1984). La force d'amortissement a été estimée par une loi classique de calcul de propagation d'onde dans un milieu continu et homogène (Gazetas et Dobry,

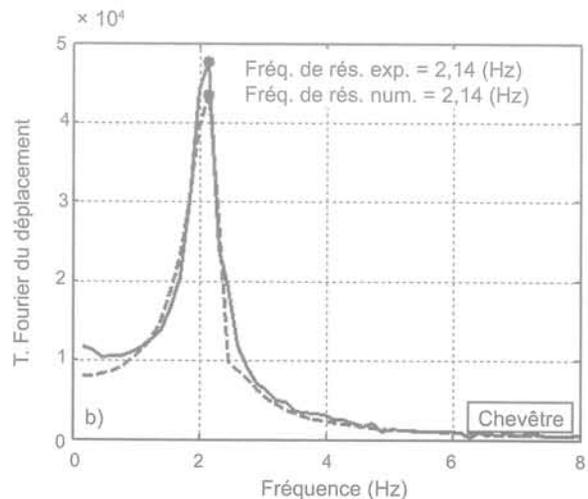
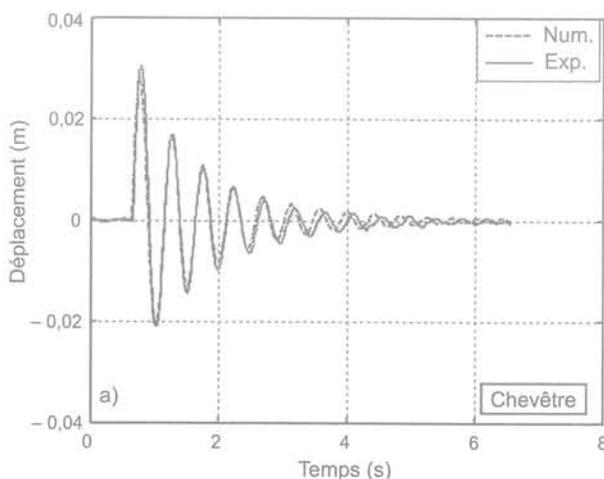


FIG. 22 Comparaison des courbes expérimentales et des courbes simulées : déplacement du chevron : a) domaine temporel ; b) domaine fréquentiel.
Comparison of experimental and numerical pile cap displacements : (a) in time domain, (b) in the frequency domain.

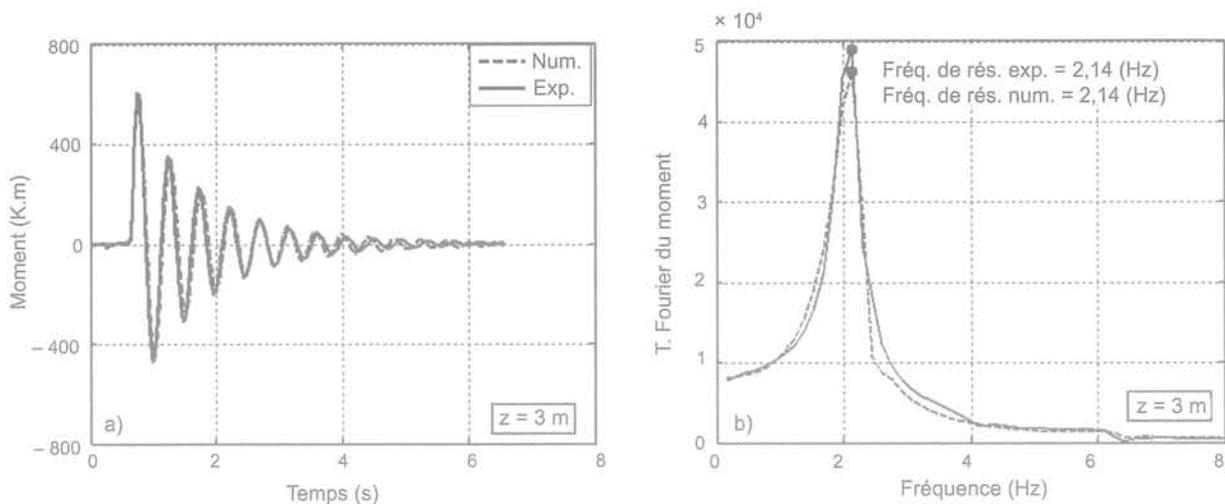


FIG. 93 Comparaison des courbes expérimentales et des courbes simulées (moment fléchissant à 3 m de profondeur) : a) domaine temporel ; b) domaine fréquentiel. Comparison of experimental and numerical bending moment 3 m deep : (a) in time domain, (b) in the frequency domain.

1984). Le paramètre de masse a été pris équivalent à la masse d'un cylindre de sol déplacé dont le diamètre est proportionnel à celui du pieu.

Les courbes présentées sur les figures 22 et 23 montrent un exemple d'ajustement fondé sur une loi puissance ($p = Ay^B$) pour la partie élastique de l'élément d'interaction. Les courbes calculées sont comparables aux courbes mesurées. Les fréquences de résonance et les amortissements sont identiques tant sur le déplacement du chevêtre que sur la courbe de moment. Un écart apparaît cependant entre les courbes temporelles au-delà de 3 s, signe d'un raidissement du modèle numérique en fonction du temps.

Trois lois décrivant la raideur ont été implémentées et leurs paramètres ajustés sur les mesures. Ces trois lois ne montrent pas de performance relative, elles ont cependant permis d'ajuster des paramètres en appliquant des coefficients d'ajustement sur les paramètres initiaux déduits des mesures. Dans le cas du chargement sismique, une loi linéaire a été implémentée et ajustée.

Ces lois d'interaction ajustées n'ont été testées que pour une série d'essais. En revanche, la stabilité et la convergence du code ont été vérifiées et validées.

4

Conclusion

Par une approche tant expérimentale que numérique, on a pu entreprendre l'étude détaillée de deux formes d'interaction qui régissent l'interaction entre le sol et un pieu de fondation lors d'un séisme : l'interaction inertielle et l'interaction cinématique.

La modélisation physique à échelle réduite en centrifugeuse a permis une observation expérimentale indépendante de ces deux interactions qui se superposent normalement lors d'un séisme. L'interaction inertielle seule a été mise en évidence par des essais de chocs appliqués en tête du pieu à l'aide d'un impacteur électromagnétique. L'interaction cinématique a été isolée en réalisant un essai sismique avec le nouveau simulateur de séisme du LCPC en supprimant le chevêtre massif en tête du pieu. Enfin, un essai sous séisme mais avec le chevêtre remis en tête du pieu a permis d'observer les deux interactions combinées.

Il convient de rappeler ici que le conteneur d'essai pour les essais sismiques était un conteneur rigide. De ce fait, le champ d'accélération dans le conteneur n'était pas conforme à ce qu'il peut être dans un demi-espace infini. De plus, on peut penser que les ondes générées dans le sol par les interactions ont pu se réfléchir sur les parois rigides (principalement dans la direction longitudinale de l'ébranlement sismique). Cela a eu donc des conséquences en termes d'amplitudes des efforts et des déplacements le long du pieu, on peut aussi penser que cela n'invalide pas la relation entre les déplacements et les réactions du sol sur le pieu qui peuvent être déduites des profils de moment dans le pieu. Il est bien sûr nécessaire de reprendre l'ensemble des essais sismiques – avec et sans chevêtre – en utilisant un conteneur à parois déformables de manière à se rapprocher des profils d'accélération de champ libre. Cela permettra de vérifier les relations entre le déplacement du pieu et la réaction du sol ($p-y$) et rendre plus réaliste la répartition des efforts en profondeur.

Pour exploiter ces données expérimentales, un code de calcul par éléments finis 1D a été développé sur la base du modèle de la poutre de Winkler sur appuis discrets non linéaires. Il a d'abord été validé dans le domaine statique et s'avère plus précis et plus souple – dans le cas testé – que l'outil disponible fondé sur une solution analytique. Étendu au domaine dynamique pour un calcul de réponse dans le domaine temporel, il constitue un banc de développement de modèles d'interface par ajustement de paramètres sur des données expérimentales. L'application de cet outil aux données issues des trois séries d'expérimentation présentées a permis la mise au point d'une première famille de modèles d'interface simples traduisant bien les trois configurations d'essais. Ceci ne constitue pas une validation de ces éléments d'interface : il convient de réaliser de nouvelles séries d'essais en modifiant différents paramètres (par exemple : diverses configurations d'essai sismiques – fonctions harmoniques et non harmoniques – et divers chevêtres en tête dans le cas du chargement impulsif) pour vérifier que les modèles présentent une certaine robustesse. Au cours de cette démarche, il est probable que de nouvelles familles de modèles d'interface, peut-être un peu plus sophistiqués, s'avéreront nécessaires.

Bibliographie

- API (American Petroleum Institute) – *Designing and constructing fixed offshore platforms*. RP2A-LRFD. Section G, 1993 p. 64-77.
- Baguelin F., Frank R., Guegan Y. – Calcul sur ordinateur des pieux sollicités horizontalement ou subissant des poussées parasites. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, 84, 1976, p. 113-120.
- Barghouti A.F. – *Pile response to seismic waves*. PhD dissertation, University of Wisconsin, Madison, 1984.
- Bonab H.M. – *Modélisation physique et numérique d'un pieu isolé dans du sable soumis à un impact latéral en tête*. Thèse de doctorat, université de Caen, 2003 228 p.
- Boulanger R.W., Currus C.J., Kuter B.L., Wilson D.W., Abghari A. – Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 125, n° 9, 1999, p. 750-759.
- Broms B.B. – Lateral resistance piles on cohesionless soils. *American society of civil engineering journal*, SM3, 1964, p. 123-156.
- Carter D.P. – A non-linear soil model for predicting lateral pile response. Rep n° 359, Civil Engineering Dept., University of Auckland, New Zealand, 1984.
- Chakraborty S. – *Dynamic lateral loading testing of deep foundation groups*. Phd thesis, University of Auburn, 2000, 286 p.
- Chenaf N. – *Interaction inertielle et interaction cinématique sol-pieu*. Thèse de Doctorat, École centrale de Nantes-Université de Nantes, 2007, 330 p.
- Derx F., Thorel L., Chazelas J.-L., Escoffier S., Rault G., Buttigieg S. – Dynamic tests and simulation of earthquake in the LCPC's centrifuge. *6th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, 4-6 August. Hong-Kong, 2006a, p. 181-186.
- Derx F., Thorel L., Chazelas J.-L., Perdriat J., Escoffier S., Rault G., Buttigieg S., Cottineau L.-M. – Simulation de séismes sous macro-gravité. *Revue Essais industriels*, n° 39, 2006b, p. 12-21.
- DNV (Det Norske Veritas) – Rules for the design construction and inspection of offshore structures. Appendix F : Foundations, 1992, 5 p.
- Dobry R., O'Rourke M.J. – Discussion on 'Seismic response of end-bearing piles' by Flores-Berrones R. and Whitman R.V. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, n° 109, 1983.
- El Naggar M.H., Bentley K.J. – Dynamic analysis of laterally loaded piles and dynamic p-y curves. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 37, n° 6, 2000, p. 1166-1182.
- El Naggar M.H. – Interpretation of lateral STATNOMIC load test results. *Geotechnical testing journal*, vol. 21, 1998, p. 169-179.
- El Naggar H., Novak M. – Non-linear analysis for dynamic lateral pile response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 11, 1996, p. 233-244.
- Fascicule n° 62, Titre V – Règles techniques de conception et calcul des fondations des ouvrages de génie civil. *Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux*. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, 1993, 182 p.
- Flores-Berrones R., Whitman R.V. – Seismic response of end-bearing piles. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 108, n° 4, 1982, p. 554-569.
- Frank R. – *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Éditions Technique de l'Ingénieur et Presse des Ponts et Chaussées, 1999, 141 p.
- Gazetas G. – Seismic response of end-bearing single piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 3, n° 2, 1984, p. 82-93.
- Gazetas G., Dobry R. – Horizontal response of piles in layered soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 110, 1984, p. 20-40.
- Grundhoff T., Latotzke J., Laue J. – Investigations of vertical piles under horizontal impact. *Centrifuge 98*, 1998, p. 569-574.
- Hilbert H.M., Hughes T.J.R., Taylor R.L. – Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal*, vol. 5, 1977, p. 283-292.
- Kaynia A.M., Kausel E. – Dynamic behaviour of pile groups. *2nd International Conference on Numerical Methods in offshore Piling*, Austin, Texas, 1982.
- Maheshwari B., Truman K.Z., El Naggar M.H., Gould P.L. – Three-dimensional finite element nonlinear dynamic analysis of pile groups for lateral transient seismic excitations. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 41, 2004a, p. 118-133.
- Maheshwari B.K., Truman K.Z., El Naggar M.H., Gould P.L. – Three-dimensional nonlinear analysis for seismic soil-pile-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering Journal*, vol. 24, 2004b, p. 343-356.
- Makris N., Gazetas G. – Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II : Lateral and seismic response. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, vol. 21, n° 2, 1992, p. 145-162.
- Margson E. – Pile bending during earthquake. Lecture, 6 March 1975, *ASCE-UC/Berley Seminar on Design Construction and Performance of Deep Foundations*, 1975.
- Matlock H., Foo S.H., Bryant L.L. – Simulation of lateral pile behaviour. *6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montréal, vol. 2, 1978, p. 275-279.
- Mestat P. – Les méthodes de résolution en comportement non linéaire. Théorie et application. *Rapport FAER 1.05.10.7, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (littérature grise GEOGO1310), 1988.
- Meymond P.J. – *Shaking table scale model tests of nonlinear soil-pile-structure interaction in soft clay*. Ph.D. Thesis. University of California, Berkeley, 1998.
- Mezazigh S. – *Étude expérimentale de pieux chargés latéralement : proximité d'un talus et effet de groupe*. Thèse de doctorat, université de Nantes, 1995, 266 p.
- Mylonakis G., Nikolaou A., Gazetas G. – Soil-Pile-Bridge seismic interaction: Kinematic and inertial effects Part I: Soft soil. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 26, 1997, p. 337-359.
- Nikolaou S., Mylonakis G., Gazetas G., Tazoh T. – Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements. *Géotechnique*, vol. 51, n° 5, 2001, p. 425-440.
- Nogami T. – Soil pile interaction model for earthquake response analysis of offshore pile foundations. *2nd international conference on recent advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, vol. 3. St Louis, 1991.
- Novak M., Aboul-Ella F. – Impedance functions of piles in layered media. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, vol. 104, n° EM6, 1978.
- Novak M. – Dynamic stiffness and damping of piles. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 11, 1974, p. 574-598.
- PHRI (Port and Harbour Research Institute) – *Technical standards for port and harbour facilities in Japan*. Bureau of ports and harbours. Ports and Harbour Research Institute. Ministry of Transport, 1980, 317 p.
- Poulos H. – Behaviour of laterally loaded piles: 1-single pile. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 101, n° SM5, 1971, p. 733-751.
- Remaud D. – *Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe*. Thèse de doctorat, université de Nantes, 1999, 328 p.
- Romagny J.-C. – *Programme de calcul d'un pieu isolé soumis à des efforts de flexion en tête et à des poussées latérales de sol* (Notice d'utilisation). LCPC Paris, 1^{re} version J.-L. Brangratz, R. Frank, M. Kutniak, 1985, 69 p.
- Rosquoët F. – *Pieux sous charge latérale cyclique*. Thèse de doctorat, École centrale de Nantes-Université de Nantes, 2004, 305 p.
- Shahrour I., Benzenati I., Ousta R. – Comportement des pieux sous chargement latéral dynamique : analyse bibliographique. *Projet national Renforcement des sols par micropieux*. Rapport interne N° FO/93/04, 1994.
- Souloumiac R. – Méthode simplifiée de calcul des pieux en zones sismiques. *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics*, n° 441, 1986, p. 61-87.
- Tokimatsu K., Suzuki H., Sato M. – Effects of inertial and kinematic interaction on seismic behaviour of pile with embedded foundation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 25, 2005, p. 753-762.
- Wilson S.W. – *Soil-pile-structure Interaction in liquefying sand and soft clay*. Ph.D. Thesis. University of California, Davis, 1998, 173 p.

Nuisances sonores des travaux de fondations : mesures et prévention

F. ROCHER-LACOSTE

Université Paris Est
Laboratoire central
des ponts et chaussées
Division Mécanique des sols,
des roches et de géologie
de l'ingénieur
58, bd Lefebvre
75015 Paris
frederic.rocher-lacoste@lcp.fr

Résumé

Les chantiers de construction (bâtiments, ouvrages d'art, travaux routiers et ferroviaires...) occupent une place très importante dans l'activité économique nationale et internationale. Et pourtant, ces chantiers créent, dans leur voisinage, des niveaux sonores supérieurs à 80 dB(A). Il n'est donc pas étonnant que le bruit occasionné par les chantiers, en particulier en milieu urbain, soit l'une des nuisances les plus fréquemment citées par les riverains.

A partir d'études expérimentales en vraie grandeur de l'impact sonore et plus particulièrement d'une analyse des bruits engendrés par le fonçage des pieux avec un vibreur, un marteau ou un trépideur, cet article tente de mieux faire comprendre les phénomènes acoustiques liés à la technique du vibrofonçage et de proposer des solutions pour en diminuer les nuisances.

Mots-clés : bruit de chantier, vibrofonçage, battage, acoustique.

Noise of foundation works: measures and prevention

Abstract

The activity related to construction sites is one of the most important from an economic point of view. These sites are creating in their neighbourhood, equivalent sound levels that are often higher than 80 dB (A). In urban areas, the construction noise is one of the most frequently cited nuisances.

From full-scale experimental studies of the sound generated and especially an analysis of noise caused by pile driving with a vibrator, a hydraulic hammer or a pneumatic hammer, this article attempts to understand phenomena related to vibratory driving and to propose solutions to reduce nuisances.

Key words: construction noise, vibratory driving, impact driving, acoustics.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 30 novembre 2009.

Introduction

Contrairement à beaucoup d'autres problèmes relatifs à l'environnement, la pollution par le bruit continue à se développer et génère un nombre croissant de plaintes de la part des personnes qui y sont exposées. La croissance des nuisances sonores est dommageable parce qu'elle a des effets négatifs sur la santé à la fois directs et cumulés. Elle affecte toutes les générations, et a des implications socioculturelles, physiques et économiques.

La perception des vibrations associée au bruit ambiant peut augmenter l'effet de nuisance sur ce que ressent le riverain. Sur un chantier de vibrofonçage, une grande partie des bruits est générée par le matériel auxiliaire : mâts de guidage, chaînes, élingues, groupes hydrauliques, guides métalliques, moteurs des engins de levage... Ce niveau sonore peut être diminué par des moyens assez simples : utilisation de palplanches pincées, de lubrifiants dans les griffes libres, de plaques de frottement non métalliques sur les guides (bois, matières synthétiques...), de groupes insonorisés, isolation acoustique des élingues, câbles et chaînes de sécurité (enrobage par matériau isolant : mousse, caoutchouc...).

En plus du bruit sourd du battage, les moutons diésels, à la différence des marteaux hydrauliques, rejettent dans l'atmosphère des fumées noires ainsi qu'une fine pluie d'huile suivant l'âge des matériels et la qualité de leur entretien.

On s'intéresse ici aux bruits de chantier et plus particulièrement aux ondes sonores qui se propagent dans l'air et qui sont engendrées par le fonçage des pieux (métalliques et en béton armé) avec un vibrateur, un marteau ou un trépideur. Pour ce faire, une étude expérimentale en vraie grandeur de l'impact acoustique a été réalisée sur cinq sites (Verberie, Vesoul, Fréjus, Monchy Saint-Éloi, Limelette).

Le bruit et sa perception

Le bruit dans l'environnement est défini comme le bruit émis simultanément par l'ensemble des sources sonores. Les sources principales de bruit dans l'environnement incluent les trafics aérien, routier et ferroviaire, les industries, les chantiers de construction et les travaux publics, et le voisinage (tondeuses, cris, animaux familiers...). Les sources principales de bruit à l'intérieur des bâtiments d'habitation ou de bureaux sont les systèmes de ventilation, les machines de bureau, les appareils ménagers et le voisinage (la musique, la voix, les pas...).

Physiquement, il n'y a aucune distinction entre le son et le bruit. Le son est une perception sensorielle et la configuration complexe des ondes sonores est désignée par les termes de : bruit, musique, chant, cri... Le bruit quant à lui, est défini comme un son indésirable (Berglund *et al.*, 1999).

La plupart des bruits de l'environnement peuvent être décrits par plusieurs mesures simples. Les mesures qui quantifient le bruit prennent en compte le contenu fréquentiel des bruits, les niveaux de pression acoustique globaux ainsi que leurs variations dans le temps.

La pression acoustique due aux vibrations d'un bruit est l'amplitude de la variation de la pression autour de la pression atmosphérique moyenne. Le niveau de pression acoustique est un rapport de deux puissances. Il est donné en décibels par la formule :

$$L_p = 10 \text{Log} \left[\frac{p^2}{p_0^2} \right] \quad (1)$$

où :

p est la pression acoustique efficace en pascals ;

p_0 est la pression acoustique de référence qui est égale à 20 μPa et qui correspond approximativement à la plus petite pression acoustique que l'oreille peut percevoir.

L'intervalle des niveaux acoustiques que les auditeurs humains peuvent détecter est très large... Par exemple, une augmentation de 3 dB(A) correspond au doublement de la puissance sonore. En conséquence, ces niveaux ne peuvent pas être ajoutés ou ramenés à une moyenne arithmétique. La figure 1 présente une échelle simplifiée de différents types de bruit exprimés en décibel.

Dans l'Union européenne, environ 40 % de la population est exposée au bruit du trafic routier, ce qui équivaut à un niveau de pression acoustique excédant 55 dB(A) pendant la journée, et 20 % sont exposés à des niveaux excédant 65 dB(A). Lorsque tous les bruits de transport sont réunis, on estime que plus de la moitié des citoyens de l'Union européenne vit dans des zones qui ne leur assurent pas un minimum de confort acoustique. Pendant la nuit, plus de 30 % de la population sont exposés à des niveaux de pression acoustique excédant 55 dB(A), ce qui perturbe leur sommeil (Fig. 2). La nuisance sonore est également très importante dans les villes des pays en voie de développement. Elle est due principalement au trafic routier et dans les zones de trafic routier intense, les niveaux de pression acoustique pendant 24 heures peuvent atteindre 75-80 dB(A).

Les bruits de chantier ne sont pas des bruits permanents (Fig. 3) comme le bruit de trafic mais ils peuvent atteindre ponctuellement, pendant la durée des travaux des niveaux sonores de 80 à 100 dB(A). On observe qu'un bruit impulsionnel est plus péniblement ressenti qu'un bruit régulier de même niveau sonore. De ce fait, un chantier de vibrofonçage sera perçu comme moins agressif qu'un chantier de battage.

Les normes et circulaire de référence françaises pour la caractérisation et la mesure des bruits sont :

- NF S31-110 - Caractérisation et mesurage des bruits de l'environnement - Grandeurs fondamentales et méthodes générales d'évaluation ;
- NF S31-010 - Caractérisation et mesurage des bruits de l'environnement - Méthodes particulières de mesurage ;
- circulaire n° 97-110 du 12/12/1997 relative à la prise en compte du bruit dans la construction de routes nouvelles ou l'aménagement de routes existantes du réseau national ;
- NF EN ISO 3744 - Détermination des niveaux de puissance acoustique émis par les sources de bruit à partir de la pression acoustique ;
- NF EN 996/A2 - Prescriptions de sécurité. Matériel de battage.

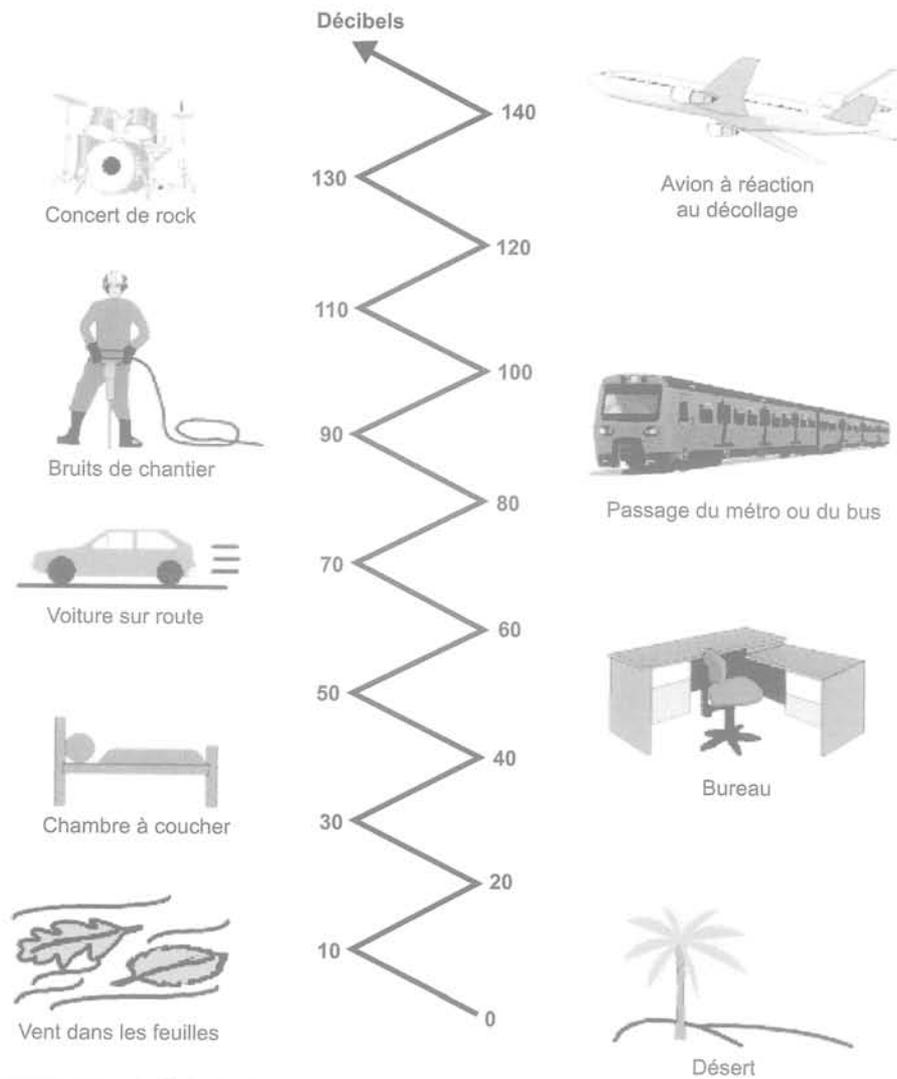


FIG. 1 Échelle du bruit en décibels [dB(A)].
Noise scale in dB (A).

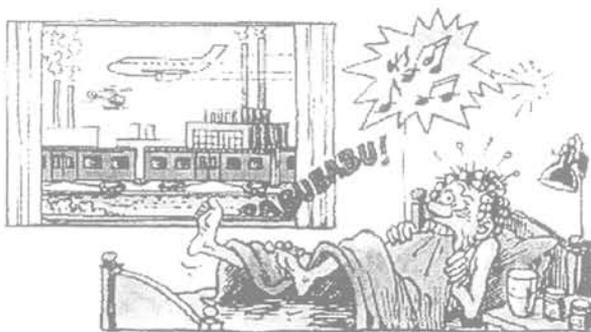


FIG. 2 La perception du bruit (Brüel et Kjaer, 2000).
Perception of noise.



FIG. 3 Les bruits de chantier sont multisources (Brüel et Kjaer, 2000).
Construction noises are multisources.

3

Le bruit du chantier de vibrofonçage

Le ressenti des bruits générés par les chantiers est lié à un sentiment de nuisances. Un chantier pour être furtif doit être réalisé sans gêner les riverains ; c'est dans cette problématique que s'est inscrite cette étude sur les bruits de chantier dus au fonçage par vibration de pieux métalliques ou en béton armé préfabriqué.

3:1

Niveau de puissance acoustique

On caractérise les engins de chantier par leur puissance acoustique. Elle s'exprime en décibels. La connaissance de cette valeur permet de déterminer le niveau sonore d'un engin à une distance donnée. La méthode de calcul proposée par Mériel et Bonhomme (1997) sépare le cas des sources fixes des sources mobi-

TABEAU I Valeurs relevées par famille d'engins ou de matériels (Mériel et Bonhomme, 1997).
 Values measured by machine or equipment families.

N°	Nom de l'engin	Nombre d'engins	Lwa mini dB(A)	Lwa maxi dB(A)	Lwa moyen dB(A)
1	Arroseur	1	120	120	120
2	Autograde	1	110	110	110
3	Balayeuse	1	105	105	105
4	Bétonnière portée	3	91	98	96
5	Bouteur	20	102	118	111
6	Camion	9	95	109	106
7	Camion à peinture	1	107	107	107
8	Centrale à blanc	2	106	113	109
9	Chargeuse sur chenilles	2	104	106	105
10	Chargeuse sur pneumatiques	20	100	117	110
11	Chargeuse-pelleteuse	12	99	109	105
12	Chariot élévateur	2	98	102	100
13	Citerne avec motopompe	1	103	103	103
14	Compacteur à pied dameur	2	115	116	115
15	Compacteur monocylindre	16	100	112	104
16	Compacteur sur pneumatiques	10	99	114	103
17	Compacteur statique	1	101	101	101
18	Compacteur vibrant	18	100	115	106
19	Compresseur (mono)	5	90	117	106
20	Concasseur	1	117	117	117
21	Débroussailleuse	2	101	106	103
22	Décapeuse automotrice	6	108	118	111
23	Drague suceuse	1	119	119	119
24	Excavateur	1	110	110	110
25	Finisseur	8	107	113	109
26	Foreuse	16	101	126	114
27	Gravillonneur	3	98	102	99
28	Groupe de soudage	1	110	110	110
29	Groupe électrogène	10	89	116	109
30	Grue	8	94	114	107
31	Machine à caniveaux	1	111	111	111
32	Marteau-piqueur	6	112	121	116
33	Mouton - Marteau - Vibrateur	20	104	132	118
34	Niveleuse automotrice	18	94	113	105
35	Pelle sur chenilles < 100 kW	14	103	111	107
36	Pelle sur chenilles > 100 kW	18	102	116	109
37	Pelle sur pneumatiques	14	102	112	106
38	Pelle avec brise-roche	8	114	123	118
39	Perforatrice	1	121	121	121
40	Pilonneuse	1	107	107	107
41	Répandeuse	3	95	100	98
42	Scie à essence	3	112	117	114
43	Scie sur tracteur	1	114	114	114
44	Tombereau automoteur	17	100	113	108
45	Vibreux	1	108	108	108

les. Le fonçage par vibrage et battage est assimilable à une source fixe ou faiblement mobile. La mesure doit être réalisée à une distance d'au moins une fois la plus grande dimension de l'engin ou matériel de chantier, à 1,2 m au-dessus du sol et à plus de 3 m de toute surface réfléchissante. On obtient ainsi le niveau acoustique équivalent LAeqi par cycle de travail représentatif pour chaque point de mesure, i.

Dans le cas d'un sol réfléchissant, le niveau de puissance LWA est donné par :

$$LWA = LAeq + 20 \log d + 8 \quad (2)$$

où d est la distance « source-point de mesure » en mètres.

On calcule ensuite la valeur moyenne de LWA par :

$$LWA_{moyen} = 10 \log \left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N 10^{0,1L_{WAi}} \right] \quad (3)$$

où N est le nombre de points de mesures.

3.2

Études antérieures

Il existe peu de publications ou de données comparatives traitant des bruits induits par le fonçage par vibrage et par battage de pieux. C'est pourquoi nous détaillons ci-après deux publications marquantes concernant les nuisances des chantiers de travaux publics. Elles posent les premières bases sur lesquelles nos travaux se sont appuyés.

En 1997, Mériel et Bonhomme ont publié dans le *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* une synthèse sur le bruit émis par les chantiers en milieu urbain. Le tableau I permet de se faire une idée du bruit émis par différents engins de chantier, mais il ne permet pas de faire une comparaison entre le vibrofonçage et le battage, car ces deux méthodes sont regroupées sur la même ligne 33 intitulée « Mouton - Marteau - Vibrateur ». Il ne faut pas confondre cet item avec la ligne 45 « vibreur » qui traite du vibreur utilisé pour aider à la mise en œuvre des bétons.

En 2002, le Laboratoire régional des ponts et chaussées de Blois a réalisé une étude acoustique (Boittin, 2002) sur la commune de La Riche (Indre-et-Loire) concernant un chantier SNCF ayant pour objectif de supprimer un passage à niveau. Des palplanches simples de type PU 20 de 8 m de long ont été vibrofoncées avec un vibreur ICE 14RF et battues avec un marteau hydraulique IHC S35. Sur le chantier, à 26 m de la source

TABLEAU III Mesures acoustiques à différents emplacements sur le site de Verberie.
Acoustic measures at different places on the Verberie site.

Palplanche	Niveau sonore LAeq dB (A)			Observations
	à 5 m	à 10 m	à 15 m	
1	Min : 82 Max : 87	Min : 74 Max : 83		Sans bruit parasite
2		Min : 85 Max : 98	Min : 85 Max : 97	Nettoyage du parc au karcher
3		Min : 84 Max : 92	Min : 73 Max : 82	Bruits divers sur le parc

(zone de fonçage des palplanches), il a été mesuré une différence de puissance acoustique entre le fonçage par battage et par vibrage de 5 dB(A). [Battage : LwA = 130 dB(A), Vibrofonçage : LwA = 125 dB(A)]. Dans cette étude, le battage a été le plus bruyant des deux modes de mise en œuvre observés.

3.3

Études récentes

3.3.1

Introduction

Le Projet national Vibrofonçage (*Guide technique Vibrofonçage*, 2006) n'évoquant que succinctement la question du bruit généré et ne présentant aucune mesure, nous avons effectué des mesures acoustiques pendant les opérations de fonçage par vibrage dans le cadre de chantiers expérimentaux (Verberie et Limelette) et de chantiers réels (Vesoul, Fréjus et Monchy Saint-Éloi).

Suivant les sites, des mesures ont été effectuées en fonction de l'enfoncement soit en un point fixe, soit à différentes distances de l'élément foncé pour obtenir des courbes moyennes d'atténuation. Pour essayer de déterminer l'augmentation de pression acoustique due au vibrofonçage (ensemble vibreur/pieu), des mesures ont aussi été réalisées avant la mise en service du chantier.

Deux types de sonomètre ont été utilisés pour l'acquisition acoustique pour l'ensemble des sites de mesures :

- sonomètre ACLAN, type SGD 80 ;
- sonomètre EXTECH instruments, model 407764.

3.1.2

Site de Verberie

Une étude de vibrations menée par le LCPC et ICE-France lors de la mise en œuvre de palplanches de type PU25 a été réalisée sur le site de Verberie en mars.

TABLEAU II Mesures acoustiques ponctuelles sur le site de Verberie (même point de mesure).
Acoustic measures on the Verberie site (same point of measurement).

Oservations	Niveau sonore LAeq dB(A)	Puissance acoustique LwA dB(A)
Bruits d'atelier à 50 m du point de mesure	60 à 70	
Bruit de la grue seule à 10 m du point de mesure	85	113
Bruit du vibreur seul à 10 m du point de mesure	88	116

2006. Les palplanches ont été mises en œuvre avec un vibreur ICE 216, dans un champ mitoyen du dépôt de matériels de l'entreprise ICE-France. L'idée de mesurer le niveau sonore dû au fonçage par vibration s'est imposée au cours de cette expérience.

Des mesures ont été réalisées avant le début des essais pour avoir une idée générale du bruit ambiant sur le site. La proximité de l'atelier de maintenance des vibreurs parasite fortement les mesures avec un bruit de fond élevé et variable. Le tableau II montre qu'il y a peu de différence de niveau sonore entre le vibreur avec son groupe hydraulique et la grue seule qui est ancienne et très bruyante.

Au total sur ce site, on a réalisé trois fonçages par vibration de la même palplanche PU25. Des mesures acoustiques ont été collectées en même temps que des mesures de vitesses particulières au niveau des points de mesures des géophones, respectivement à 5, 10 et 15 m de la palplanche. Le tableau III regroupe ces mesures. La présence d'un atelier bruyant n'a pas permis d'exploiter les mesures faites trop masquées par les bruits parasites.

3.3.3

Site de Vesoul

Deux campagnes de mesures pendant la mise en œuvre de pieux H et de palplanches ont été entreprises les vendredi 21 avril et mardi 23 mai 2006 à Vesoul sur

le chantier du groupement Pertuy/Vilault pour réaliser un passage inférieur sous les voies SNCF, entre un jardin public et une place, à proximité de la gare SNCF. Pendant les phases de fonçage, des pieux HEB 300 ont été mis en œuvre avec un vibrefonçeur® PTC 20HF3 et avec un trépideur Menck SB120, et des paires de palplanches soudées de type PU 16 ont été foncées avec un vibreur ICE 416.

Le tableau IV regroupe l'ensemble des mesures ponctuelles collectées pendant les deux campagnes de mesures sur ce site, pour des sources différentes et à des distances variables ainsi que les valeurs calculées de la puissance acoustique (éq. 2). L'analyse des données montre que :

- le bruit ambiant de la ville est compris entre 50 et 60 dB(A) ;
- l'utilisation du trépideur augmente le niveau sonore de 20 dB(A) ;
- le groupe hydraulique utilisé le 21 avril est plus bruyant que celui utilisé le 23 mai ;
- le fonçage avec un trépideur est globalement plus bruyant que le fonçage par vibration. La puissance acoustique du trépideur ne change pas en fonction de l'élément foncé.

Le tableau V rassemble les mesures qui ont été collectées pendant le fonçage à différentes distances de la source (5, 10, 15 et 20 m) pour les deux campagnes d'essai. Le 21 avril l'entreprise a essayé de foncer des pieux HEB 300, mais le vibreur se mettait en sécurité

TABEAU IV Mesures acoustiques ponctuelles sur le site de Vesoul.
Acoustic measures on the Vesoul site.

Date et heure	Observations	Niveau sonore LAeq dB(A)	Puissance acoustique LwA dB(A)
21 avril 2006 7 h 15	Bruits de la ville	50 - 60	
23 mai 2006 9 h 00	Bruits de la ville	53 - 58	
21 avril 2006 8 h 10	Groupe + trépideur lors de l'enfoncement de palplanches : 36 m du point de mesure	90	129
21 avril 2006 8 h 25	Groupe seul : 36 m du point de mesure	70	109
23 mai 2006 9 h 20	Groupe seul : 5 m du point de mesure	63	85
21 avril 2006 10 h 00	Groupe + trépideur lors de l'enfoncement du 1 ^{er} pieu (HEB 300) : 55 m du point de mesure	85	128
23 mai 2006 9 h 30	Groupe + vibreur lors de l'enfoncement de palplanches à 30 m du point de mesure	83	121

TABEAU V Mesures acoustiques à différentes distances de la source sur le site de Vesoul.
Acoustic measures at different places from the source on the Vesoul site.

Élément	Mode d'enfoncement	Niveau sonore, LAeq dB(A)			
		à 5 m	à 10 m	à 15 m	à 20 m
Pieu n° 1	Vibreur		Max : 98		75
	Trépideur	Min : 95 Max : 116	Min : 90 Max : 112,6		92
Pieu n° 2	Trépideur	Max 114	95	93	90
PPL n° 1	Vibreur	89	88	86	83
PPL n° 2	Vibreur	88	86	84	82
PPL n° 3	Vibreur	95	94	89	88
PPL n° 4	Vibreur		80-93		
Moyenne vibreur (PPL)		91	89	86	84
Moyenne trépideur (Pieu)		106	98	93	91

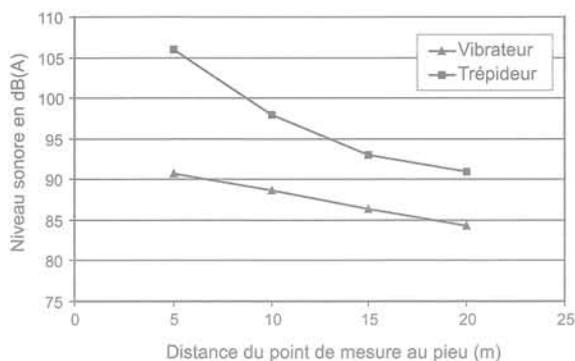


FIG. 4 Courbes d'atténuation à partir des moyennes (vibrateur et trépideur) du niveau sonore en décibels en fonction de la distance par rapport à la source. Reduction of noise level in dB(A) from mean values (vibrator and pneumatic hammer) according to the distance of the source.

après quelques secondes d'utilisation. Il n'a pas été possible de mener à bien un fonçage par vibration avec cet équipement. Avec trépideur, le fonçage était très laborieux et très bruyant. Le 23 mai, quatre fonçages par vibration de palplanche ont été réalisés.

La figure 4 montre une intensité sonore nettement supérieure du trépideur, intensité qui tend cependant à s'atténuer plus rapidement que celle du vibrateur. Cette interprétation peut être sujette à critique car les éléments foncés avec ces deux méthodes n'étaient pas les mêmes : pieu HEB 300 avec le trépideur et palplanche PU 16 avec le vibrateur.

3.3.4

Site de Fréjus

Comme pour le chantier de Vesoul, il a été possible, en juillet 2006 à Fréjus, de faire des mesures pendant la mise en œuvre par vibration de palplanches. Ces mesures ont été effectuées, avec le soutien de la SNCF, sur le chantier d'aménagement du carrefour RN7 / RD4, entre une zone industrielle et les voies ferroviaires

TABLEAU VI Mesures acoustiques à différents emplacements sur le site de Fréjus. Acoustic measures at different places on the Fréjus site.

Heure	Niveau sonore LAeq dB(A)	Observations
8 h 45	72	Bruits de la circulation au point de référence (env. à 60 m)
8 h 45	63	Bruit sans passage de voiture au point de référence (env. à 60 m)
8 h 45	67	Bruit de la circulation + bruit du chantier (mini-pelle) à 40 m
10 h 00	70,3	Bruit de la grue et de la circulation au point de référence (env. 60 m)
10 h 00	73,5	Bruit de la grue et de la circulation à 10 m

TABLEAU VII Mesures acoustiques à différentes distances par rapport au point de fonçage sur le site de Fréjus. Acoustic measures at different places according to the boring point on the Fréjus site.

Élément	Mode d'enfoncement	Niveau sonore LAeq dB(A)			
		à 10 m	à 20 m	à 40 m	à 80 m
Ppl n° 1	Vibrateur	97,5	87,7	82,4	
Ppl n° 2	Vibrateur	98,9	88,7	85,4	77,5
Ppl n° 3	Vibrateur		91,6	87,9	76,8
Ppl n° 4	Vibrateur		86,1	82,3	76,9
Ppl n° 5	Vibrateur	96,1	88,0	77,9	
Ppl n° 6	Vibrateur	96,2	92,5	85,5	
Moyenne arithmétique des niveaux sonores mesurés		97	89	84	77
Niveau sonore calculé à partir de la puissance acoustique (LWA moyen)		96	90	84	78

d'accès à la gare de Fréjus. Pour réaliser le soutènement d'un passage inférieur, des palplanches simples de type L603 de 8 à 10 m de longueur ont été mises en œuvre avec un vibrofonçeur® PTC 30HF3A et un guide de battage métallique.

Les valeurs de niveau sonore du chantier (Tableau VI) montrent que le bruit dû à la circulation routière est un facteur prépondérant au sein du bruit général. Cette constatation n'est pas surprenante puisque le chantier était situé entre deux voies de circulation.

Les mesures collectées (Tableau VII) pendant le fonçage, à des distances différentes du point de fonçage (10, 20, 40 et 80 m), pour six des onze palplanches mises en œuvre, montrent un net accroissement du niveau sonore d'environ 15 dB(A) par rapport au bruit de circulation. Aucune mesure acoustique n'a été effectuée sur les cinq autres palplanches.

Pour l'ensemble des six essais, la puissance acoustique moyenne L_{WA}^{moyen} (éq. 2) est égale à 124 dB(A) pour le vibrateur PTC 30HF3A et la palplanche L603.

La figure 5 représente la courbe d'atténuation de la moyenne des niveaux sonores des six fonçages de palplanches et des niveaux sonores calculés à partir de la

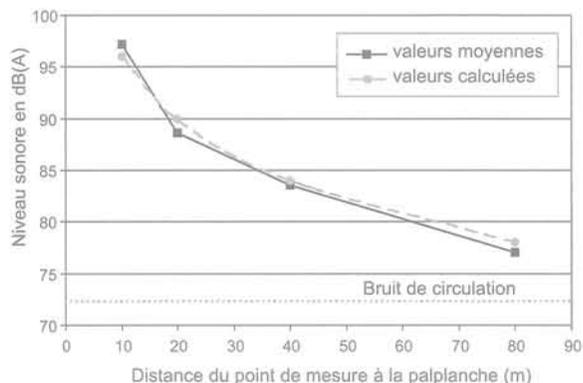


FIG. 5 Diminution du niveau sonore en fonction de la distance par rapport à la source. Reduction of noise level according to the distance from the source.

puissance acoustique (éq. 2) en fonction de la distance à la source. Les valeurs dites calculées et les valeurs mesurées sont voisines, ce qui valide l'équation 2.

De même, on peut estimer que le bruit de circulation est quasiment prépondérant au-delà de 80 m.

3.3.5

Site de Monchy Saint-Éloi

Pour valider les dimensionnements et la méthode de mise en œuvre des fondations de la future station d'épuration de Monchy, l'entreprise NGE a mis en œuvre, en mai 2007, avec un vibreur ICE 416 des pieux en béton armé carrés de 500 mm. Le chantier est situé entre l'ancienne station d'épuration, un cours d'eau et une forêt. Pour pouvoir faire un essai comparatif de capacité portante, un des pieux a été sur-battu de 15 cm avec un marteau hydraulique IHC SC50. Des mesures acoustiques ont été faites pendant la mise en œuvre du pieu vibrofoncé puis sur-battu à 15 m de celui-ci (Tableau VIII). Suite à ces mesures il est possible de conclure dans ce cas précis que le fonçage par battage est environ 20 dB(A) plus bruyant que le fonçage par vibrage, malgré l'installation d'un coussin d'amortissement en bois entre l'enclume (acier) et la tête de pieu (béton) pour éviter de casser cette dernière.

3.3.6

Site de Limelette

Du 23 au 25 octobre 2007, une même paire de palplanches Z, de 20 m de longueur, qui avait les griffes

soudées, a été foncée et extraite, neuf fois, par vibrage avec un vibreur ICE 36RF-ts. Les essais ont été réalisés sur un site dégagé du Centre Scientifique et Technique de la Construction à Limelette (Belgique). La puissance acoustique de la grue en mouvement, mesurée à 20 m, est de 104 dB(A).

Pendant chaque phase de fonçage, des mesures de niveau sonore ont été effectuées à 5, 10, 20 30 ou 40 m de distance de la source vibrante. Les mesures ont aussi été réalisées en fonction de la pénétration de 0 à 7 m. Le tableau IX présente une synthèse de ces mesures ainsi que le calcul de la puissance acoustique moyenne (éq. 1 et 2) pour chacun des essais. La figure 6 montre sous forme de courbes la moyenne des niveaux sonores en fonction de la distance de la source vibrante.

Trois paramètres étaient susceptibles de varier d'un essai à l'autre : le nombre de pinces (une ou deux) qui tiennent la palplanche, la fréquence et l'amplitude du vibreur. En associant les essais deux par deux, ou trois par trois, il est possible de faire les observations suivantes.

Essais A, I et I°

Pour ces essais, les trois paramètres sont identiques : fréquence maximale de 37,5 Hz, amplitude maximale de 3,8 à 4 mm et une seule pince. Notons que le *Guide technique Vibrofonçage* recommande d'utiliser deux pinces mais que les entrepreneurs ont tendance à n'en utiliser qu'une. L'essai A semble légèrement plus bruyant que les essais I et I°, qui ont des valeurs de puissance acoustique similaires. Le fait que l'essai A soit le premier essai du chantier expérimental (essai de faisabilité et de calage) pourrait expliquer cette légère différence.

TABLEAU VIII Mesures acoustiques à 15 m du point de fonçage sur le site de Monchy.
Acoustic measures at 15 m of the boring point on the Monchy site.

Observations	Niveau sonore LAeq dB(A)	Puissance acoustique LwA dB(A)
Niveau sonore initial (chantier à l'arrêt)	49	
Groupe seul	62	94
Grue au ralenti	66	98
Grue en action + groupe	67	
Grue seule en action	73	105
Grue + groupe + vibreur : phase de vibrofonçage	Min : 76 Max : 80	Min : 108 Max : 112
Grue + groupe + marteau : phase de battage	98	130

TABLEAU IX Synthèse des différents essais.
Synthesis of different test.

Essai (ppl)	Pince	Fréquence (Hz)	Amplitude (mm)	Moyenne du niveau sonore LAeq dB(A)					Puissance acoustique LwA _{moy} dB(A)
				à 5 m	à 10 m	à 20 m	à 30 m	à 40 m	
A	simple	37,5	4	101	99	93	87		126
B	simple	37,5	2	95	91	85	82		119
C	simple	33	4,2	96	92	87		82	121
D	simple	28,5	4,1	94	89	82		77	117
E	simple	31,5	1,4	95	92	84	79		118
F	double	33	2,6	93	88	84	83		118
G	double	32,5	4,5	93	87	82	79		116
H	double	35 à 20	4,5	92	89	84	80		117
I	simple	37,5	4	99	96	90	85		123
I°	simple	37,5	3,8	103	96	90	84		124

I° : essai de re-fonçage après extraction dans le même emplacement.

Essais C, D et I

Pour ces essais, deux paramètres sont identiques ou équivalents : amplitude maximale de 4 à 4,2 mm, une seule pince et la fréquence varie. On constate que plus la fréquence est élevée, plus la puissance acoustique est forte ($LWA_{37,5} = 123 > LWA_{33} = 121 > LWA_{28,5} = 117$).

Essais C et G

Pour ces essais, deux paramètres sont identiques : fréquence de 32,5 et 33 Hz, amplitude maximale de 4,2 et 4,5 mm et le nombre de pince varie. On observe une différence de 5 dB(A). Le fonçage avec une pince simple est donc plus bruyant ($LWA_3 = 121 > LWA_4 = 117$).

Essais B et I

Pour ces essais, deux paramètres sont identiques : fréquence maximale de 37,5 Hz et une seule pince et l'amplitude varie de 2 à 4 mm. On observe une différence de 4 dB(A). Le fonçage avec une amplitude importante serait plus bruyant ($LWA_4 = 123 > LWA_2 = 119$).

Essais C et E

Pour ces essais, deux paramètres sont identiques : fréquence de 31,5 à 33 Hz et une seule pince et l'amplitude varie de 1,4 à 4,2 mm. On observe une différence de 3 dB(A). Le fonçage avec une amplitude importante serait plus bruyant ($LWA_{4,2} = 121 > LWA_{1,4} = 118$). L'observation faite pour cette comparaison est la même que précédemment (essais B et I). Peut-on en déduire que, quelle que soit la fréquence, plus l'amplitude est élevée plus la puissance acoustique sera élevée ?

Essais F et G

Pour ces essais, deux paramètres sont identiques : fréquence de 32,5 et 33 Hz et deux pinces et l'amplitude varie de 2,6 à 4,5 mm. On observe une différence de 2 dB(A) ; cela est presque négligeable. On constate que le fonçage avec une amplitude faible serait légèrement plus bruyant ($LWA_{2,6} = 118 > LWA_{4,5} = 116$). Cette observation n'est pas en concordance avec les comparaisons précédentes (essais C et E et essais B et I).

Ces essais mettent en évidence qu'il existerait une relation entre la puissance mécanique et la puissance acoustique. En effet, la puissance mécanique serait, *a priori*, proportionnelle à l'amplitude de la force et à la fréquence qui sont appliquées en tête de palplanche. Donc, il n'est pas surprenant que la puissance acoustique augmente quand l'amplitude de la force et la fréquence augmentent. Nous avons vérifié cela pour tous les essais sauf dans la comparaison F-G. Pour confirmer ou infirmer les observations faites, il faudrait réali-

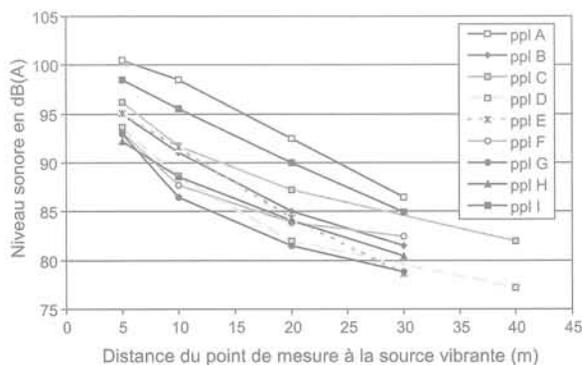


FIG. 6 Niveaux sonores moyens en fonction de la distance par rapport à la source.
Sound levels according to the distance from the source.

ser d'autres mesures et constituer une banque de données acoustiques.

4

Recommandations pour réduire les nuisances acoustiques

Les travaux de battage ou/et vibrofonçage des pieux, palplanches et profilés métalliques ont la mauvaise réputation d'être bruyants et responsables de désagrément et nuisances dus aux vibrations du sol. Les riverains de ces chantiers ayant du mal à juger objectivement les effets des vibrations transmises dans le sol et dans l'air, considèrent souvent que ces vibrations sont à l'origine de désordres survenus sur leurs propriétés. Pour éviter des contentieux lors de l'exécution des travaux de battage ou de vibrofonçage, voire l'arrêt momentané du chantier, il est nécessaire, pour les travaux en zone urbaine et à proximité des habitations, de prendre des dispositions préventives appropriées au site et en accord avec les normes et les règlements en vigueur.

Les observations faites sur plusieurs chantiers de vibrofonçage montrent que ceux-ci sont nettement moins bruyants que les chantiers qui utilisent des marteaux ou des trépideurs.

En plus du choix de la méthode de fonçage, le choix de la méthode de travail a une influence sur le type de nuisances produites : avec un mât de fonçage ou en pendulaire avec un guide de fonçage ou non. Par exemple, un guide en acier (Fig. 7) amplifie le bruit (contact acier/acier), ce qui amène à privilégier l'utilisation d'un guide à structure bois (Fig. 8).

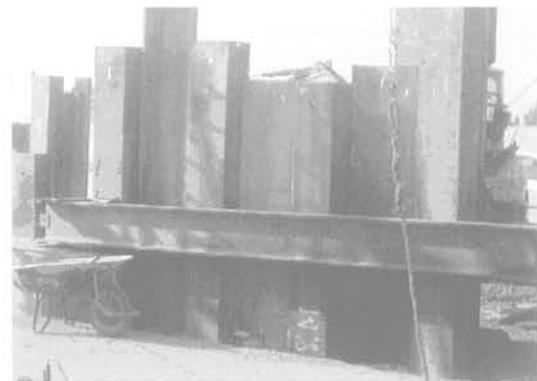


FIG. 7 Guide de fonçage à structure acier.
Steel pile-driving guide.



FIG. 8 Guide de fonçage à structure bois.
Wooden pile-driving guide.

Pour canaliser le bruit, il est aussi possible d'installer des écrans de protection phonique provisoires, soit directement autour du pieu à foncer, soit autour de la zone de travail ou de la zone à protéger pour encager ou dévier les bruits. De simples merlons de terre peuvent suffire.

Même si les essais de Limelette ne permettent de conclure définitivement sur le sujet, en vibrofonçage il nous semble important de toujours travailler avec le bon nombre de pinces suivant l'axe neutre, comme le recommande le *Guide technique Vibrofonçage* (2006) dans le chapitre 2.3.1 « Les pinces pour palplanches ».

Sur un chantier de vibrofonçage, une grande partie des bruits est générée par le matériel auxiliaire : mâts de guidage, chaînes, élingues, groupes hydrauliques, guides métalliques, moteurs des engins de levage... Ce niveau sonore peut être diminué par des moyens assez simples : utilisation de palplanches pincées, de lubrifiant dans les griffes libres, de plaques de frottement non métalliques sur les guides (bois, matières synthétiques...), de groupes hydrauliques biens insonorisés, l'isolation acoustique des élingues, câbles et chaînes de sécurité (enrobage par matériau isolant : mousse, caoutchouc...).

Les constructeurs peuvent aussi essayer de travailler sur le vibrateur lui-même pour l'insonoriser au mieux.

5

Conclusion

Les plaintes pour nuisances acoustiques sont nombreuses. Une bonne connaissance des niveaux et des puissances acoustiques des matériels de fonçage par battage et par vibrage est nécessaire pour réduire cette nuisance et rendre le chantier le plus furtif possible. L'analyse des cinq expérimentations en vraie grandeur pendant le fonçage de palplanches, de pieux H et de pieux en béton armé préfabriqués montre que le

battage (marteau et trépideur) est plus bruyant que le vibrofonçage. Suite aux campagnes de La Riche (Boittin, 2002) et de Monchy Saint-Éloi, on peut dire que le fonçage par battage est plus bruyant de 5 à 20 dB(A) que le fonçage par vibrage.

Pour l'ensemble des mesures, la puissance acoustique pour le battage a varié de 128 dB(A) à 130 dB(A). La dispersion est faible mais on dispose de peu de mesures. Par ailleurs, la puissance acoustique d'un trépideur ($L_{wA} = 128$ dB(A)) est sensiblement identique à celle des marteaux hydrauliques ($L_{wA} = 130$ dB(A)).

La puissance acoustique pour le fonçage par vibrage a varié de 108 dB(A) à 126 dB(A), soit une différence entre le minimum et le maximum de 18 dB(A). Pour mieux maîtriser et comprendre cette dispersion de la puissance acoustique, des mesures complémentaires devront être réalisées sur un maximum de chantiers avec des vibrateurs et des pieux différents et avec plusieurs sonomètres. L'acquisition de nouveaux sonomètres permettra de mieux exploiter les données en pouvant distinguer les bruits parasites ponctuels du niveau sonore des engins de chantier.

De plus, l'expérimentation au Centre scientifique et technique de la construction de Limelette (Belgique) a montré que le fait de positionner les pinces du vibrateur suivant l'axe neutre (*Guide technique Vibrofonçage*, 2006) a une influence positive sur la diminution du bruit émis pendant le vibrofonçage d'une paire de palplanches. Elle a aussi mis en évidence l'importance de la fréquence et de l'amplitude, sans que l'on puisse vraiment en tirer une conclusion générale.

REMERCIEMENTS

L'auteur remercie particulièrement le centre de recherches de ARCELORMITTAL, le Centre scientifique et technique de la construction de Belgique, la SNCF, les entreprises NGE Génie civil et ICE-IHC France pour leur support technique et pour lui avoir permis de faire cette étude.

Bibliographie

- Berglund B., Lindvall T., Schwela D. – *Guidelines for Community Noise*. World Health Organization, 1999.
- Boittin R. – DV Construction – Suppression du PN. 186 à la Riche (37) – Mesure de bruit, Note technique du LRPC de Blois, 2002.
- Brüel et Kjaer entreprise – *Bruit de l'environnement*, 2000.
- Circulaire n° 97-110 du 12 décembre 1997 relative à la prise en compte du bruit dans la construction de routes nouvelles ou l'aménagement de routes existantes du réseau national.
- Guide technique Vibrofonçage* – Recommandation du projet national Vibrofonçage, Presses des Ponts et Chaussées, 2006, 382 p.
- Mériel B., Bonhomme B. – Le bruit de chantier. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* - n° 208, 1997, p. 87-98.
- NF EN ISO 3744 – Détermination des niveaux de puissance acoustique émis par les sources de bruit à partir de la pression acoustique.
- NF EN 996/A2 – Prescriptions de sécurité. Matériel de battage.
- NF S31-110 – Caractérisation et mesurage des bruits de l'environnement. Grandeurs fondamentales et méthodes générales d'évaluation.
- NF S31-010 – Caractérisation et mesurage des bruits de l'environnement. Méthodes particulières de mesurage.
- TESPA Technical European Sheet Piling Association – *Mise en œuvre des palplanches en acier*. ArcelorMittal, 2007.

Quantification et étude géotechnique des alluvions déposées dans la retenue du barrage Joumine (Nord de la Tunisie)

A. MARZOUGUI
A. BEN MAMMOU

Faculté des Sciences
de Tunis
Laboratoire de Ressources
minérales et Environnement
Département de Géologie,
Campus universitaire
2092 El Manar Tunis, Tunisie
Marzouguiabir@yahoo.fr

Résumé

L'alluvionnement des retenues des barrages est la conséquence la plus dramatique de l'érosion. En effet, l'accumulation des sédiments au fond des retenues diminue la capacité de stockage et cause des dégâts aux organes de dévasement et vidange. La quantification de l'alluvionnement donne une idée sur la cinétique de ce phénomène et l'étude des caractéristiques géotechniques fournit l'évolution de leurs états mécaniques. Ces études permettent d'adopter la meilleure solution pour entretenir ces ouvrages. La quantification de l'envasement de la retenue du barrage Joumine a été effectuée par levée bathymétrique à l'échosondeur et son volume envasé calculé par soustraction des deux modèles numériques de terrain initial et final. Les caractéristiques géotechniques des alluvions du barrage Joumine ont été étudiées au niveau des carottes échantillonnées en queue de la retenue lors de la baisse du niveau d'eau durant la période estivale.

Mots-clés : barrages, alluvionnement, géotechnique, cohésion non drainée, dévasement.

Quantification and geotechnical study of reservoir sedimentation in the Joumine Dam (North of Tunisia)

Abstract

Dam's reservoir silting is the consequence of erosion. Indeed, the sediments accumulation at the reservoir bottom decreases the storage capacity and causes damage on desilting and draining equipments. The alluvium quantification gives an idea on the kinetics of this phenomenon and the study of the geotechnics characteristics makes it possible to evaluate the evolution of their mechanical states. These studies will make it possible to adopt the best solution to maintain the dams. The silting measurement survey of the Joumine reservoir is carried out by bathymetric measurement with the echosondor. The total volume of the trapped sediments is given by subtraction of the two digital models of ground initial and final. The geotechnical quality of the sediments trapped by Joumine dam was studied on the sedimentary columns sampled at upstream part of the reservoir, during the dry period when this part was empty.

Key words: dams, silting, geotechnical engineering, undrained shear strength, dredging.

NDLR : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 30 novembre 2009.

Introduction

Dans de nombreux pays du monde (Ben Mammou, 1998 ; De Vente *et al.*, 2005 ; Rādoane et Rādoane, 2005), le transport des sédiments dans le réseau hydrographique des bassins versant et leur dépôt dans les retenues posent aux exploitants des barrages des problèmes dont la résolution ne peut qu'être onéreuse. Non seulement la capacité utile est progressivement réduite au fur et à mesure que les sédiments se déposent dans la retenue mais encore l'enlèvement de la vase est une opération délicate, qui bien souvent exige que la retenue soit hors service, ce qui est pratiquement impossible dans les pays arides et semi-arides. Dans l'un et l'autre cas, il en résulte des dommages considérables à l'environnement et une mise en péril de l'économie du projet.

Les dépôts dans les retenues des barrages sont dans leur majorité constitués de sédiments terrigènes issus de l'érosion des bassins versants. La distribution du matériel détritique dans la retenue est assurée principalement par les courants de densité (Lambert et Lthi, 1977 ; Strum et Matter, 1978 ; Giovanni, 1998 ; Ben Mammou, 1998 ; Remini, 2006). Les sédiments de plus en plus fins se déposent au pied du barrage réduisant ainsi la capacité de stockage, augmentant le risque de comblement des organes de prise et de vidange, et perturbant la manipulation des équipements hydrauliques. Les conditions de tassement et de consolidation des dépôts dans les retenues des barrages sont influencées par plusieurs facteurs : la concentration du débit solide, la hauteur de la tranche d'eau, la nature des matériaux transportés et le milieu de sédimentation (Sikirdji, 1982 ; Ben Mammou, 1998).

Au cours de la conception d'un barrage, la connaissance des apports solides ainsi que des propriétés mécaniques des sédiments piégés dans la retenue permet d'adopter les solutions les plus appropriées aux problèmes du dévasement. En effet, les opérations de dévasement peuvent s'effectuer suivant deux techniques en fonction de la nature et du degré de consolidation des sédiments piégés :

- remobilisation des sédiments par des opérations de chasse durant les périodes de crue. Cette opération est efficace en cas de sédiments non consolidés ;
- dans le cas contraire, ce sont les actions mécaniques par dragage qui donnent des résultats plus satisfaisants.

Site d'étude

Cet article présente les résultats de l'étude de l'envasement de la retenue du barrage Joumine et l'évolution des états mécaniques des sédiments piégés. L'oued Joumine est l'affluent principal sud-ouest du lac Ichkeul (nord de la Tunisie). Il a été barré par une digue en terre en 1984. L'ouvrage hydraulique contrôle un bassin versant de 448 km². A la côte de retenue normale, le lac s'étend sur 660 ha (Fig. 1). L'apport moyen annuel en eau a été estimé à 74 millions de m³.

Matériels et méthodes

La quantification de l'envasement de la retenue du barrage Joumine a été effectuée par des mesures bathymétriques à l'échosondeur. Le volume des alluvions piégées a été déterminé par soustraction des deux modèles numériques de terrain (MNT) initial (date de la mise en eau : 1984) et final (date de la campagne bathymétrique : 2000).

Afin d'étudier les propriétés géotechniques de ces sédiments, on a prélevé six carottes en août 2001 au niveau de la partie amont de la retenue à l'occasion de la baisse du plan d'eau (Fig. 1). Les colonnes sédimentaires échantillonnées ont fait l'objet d'une description lithologique. Les échantillons prélevés sur les carottes ont permis de déterminer :

- la teneur en eau naturelle par double pesée à l'état humide et après séchage à l'étuve ;
- la densité humide (γ_h/γ_w), qui d'après Migniot (1968) peut être exprimée par la relation :

$$\gamma_h/\gamma_w = 1 + (1,59/(\gamma_s w + 1)) \quad (1)$$

avec γ_h : poids volumique humide (g/cm³) ;

γ_w : poids volumique de l'eau (g/cm³) ;

γ_s : poids volumique de la phase solide (g/cm³) ;

w : teneur en eau ;

- les limites d'Atterberg d'après les résultats de l'essai au bleu de méthylène (Tran, 1977 ; Tourenq et Tran, 1989) et la teneur en CaCO₃, par la méthode dite de Beaulieu (1979) ;

- la résistance au cisaillement non drainé (c_u) par la méthode du « fall cône » (Sikirdji, 1982) ;

- la granulométrie des sédiments à l'aide d'un granulomètre laser.

Résultats et discussion

Alluvionnement de la retenue

La carte topographique de la retenue avant la mise en eau (Fig. 2) du barrage a permis d'élaborer le Modèle Numérique de Terrain (MNT) initial. La première campagne de mesure bathymétrique effectuée au niveau de la retenue du barrage Joumine date de l'an 2000. Elle a été faite par des levés à l'échosondeur. Après interpolation des données des profils en travers, les résultats de la campagne bathymétrique ont permis d'élaborer le MNT correspondant à la date des levés bathymétriques (Fig. 3). Le volume des sédiments piégés a été déterminé par soustraction des deux MNT initial et final.

Le volume total envasé a été estimé à 10,8 millions de m³ soit un alluvionnement moyen annuel de 0,675 million de m³. Durant la période d'exploitation, les soutirages entrepris n'ont permis d'évacuer que des quantités négligeables, malgré le fait que le projet prévoyait le soutirage de 210 000 m³, soit 50 % des apports solides constatés annuellement. Ces données montrent que le barrage Joumine a piégé un volume moyen annuel supérieur aux prévisions du projet.

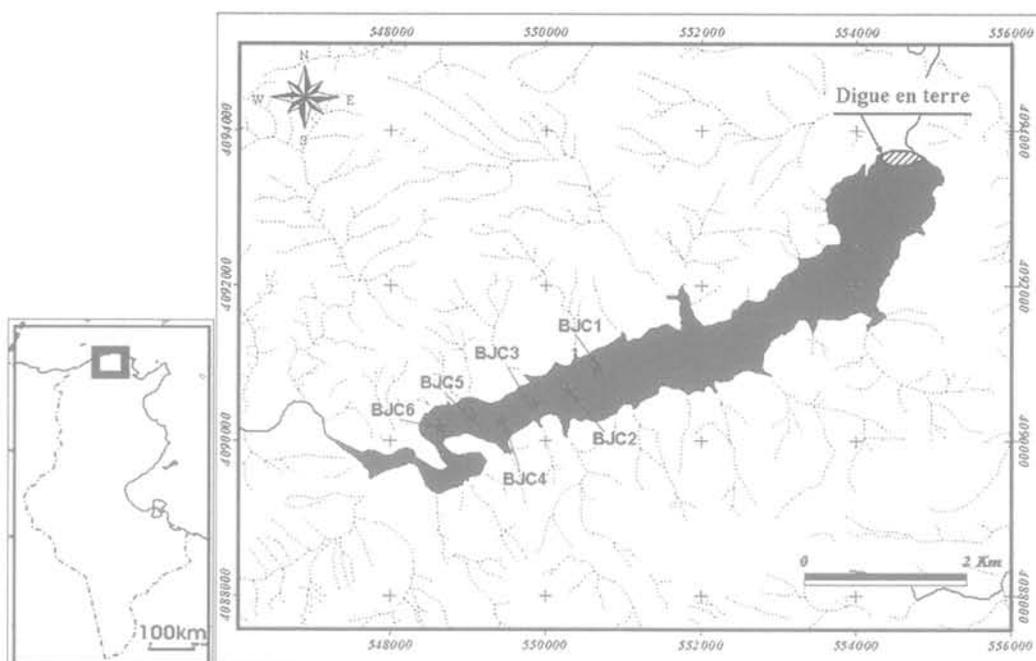


FIG. 1 Carte de localisation des carottes prélevées au niveau de la retenue du barrage Joumine. Localisation map of sedimentary columns sampled at Joumine dam reservoir.

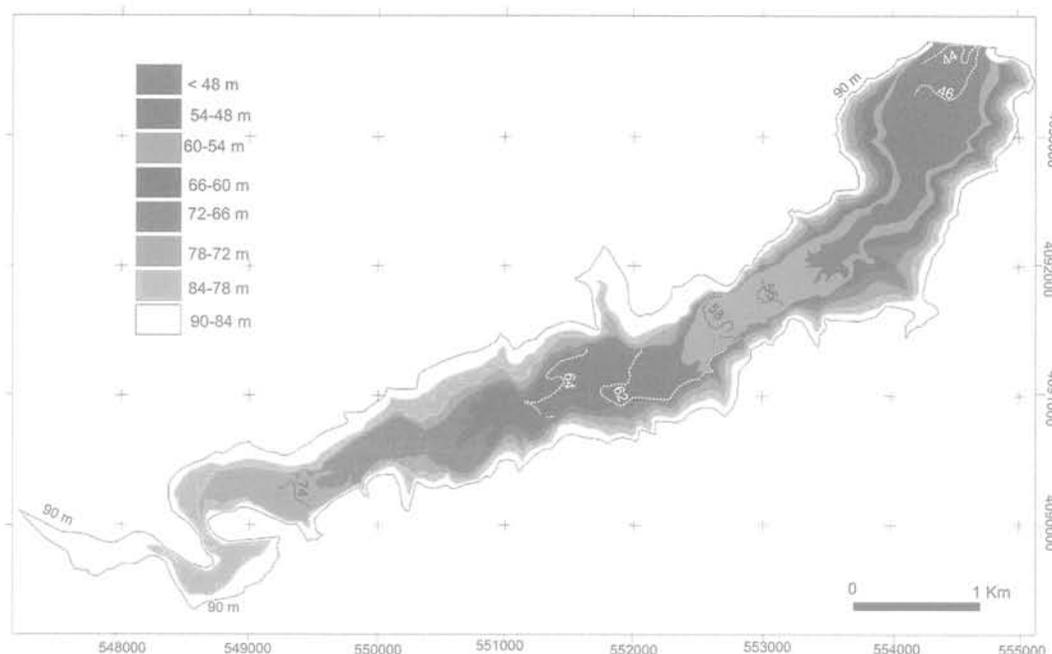


FIG. 2 Carte topographique initiale (1984) de la retenue du barrage Joumine. Initial topographic map (1984) of Joumine dam reservoir.

Sachant que la masse volumique humide moyenne des sédiments piégés dans la retenue du barrage Joumine vaut $1,5 \text{ g/cm}^3$ (Marzougui et Ben Mammou, 2004), la masse totale des sédiments piégés est de 16,2 millions de tonnes, soit en moyenne près d'un million de tonnes par an. Cette valeur dépasse largement le tonnage de 283 500 tonnes par an, avancé par Kallel (1990). Ainsi le barrage Joumine a piégé plus de 95 % des apports solides de l'oued. Cette estimation a été effectuée en se référant à la courbe d'efficacité de piégeage des sédiments (Lahlou, 1994).

La courbe de la figure 4 présente la variation du volume des sédiments en fonction de l'altitude. Elle montre que la quantité la plus importante de sédiments est en queue de la retenue entre la côte 90 et 85 m, qui représente 21,5 % du volume total piégé. Au-delà, le volume des alluvions tend à diminuer progressivement en allant vers le pied de la digue.

L'envasement de la retenue de Joumine a fait diminuer la capacité de stockage de 134 millions de m^3 initialement, à un volume de 123 millions de m^3 (Fig. 5). Ce calcul a été effectué à partir de la soustraction des

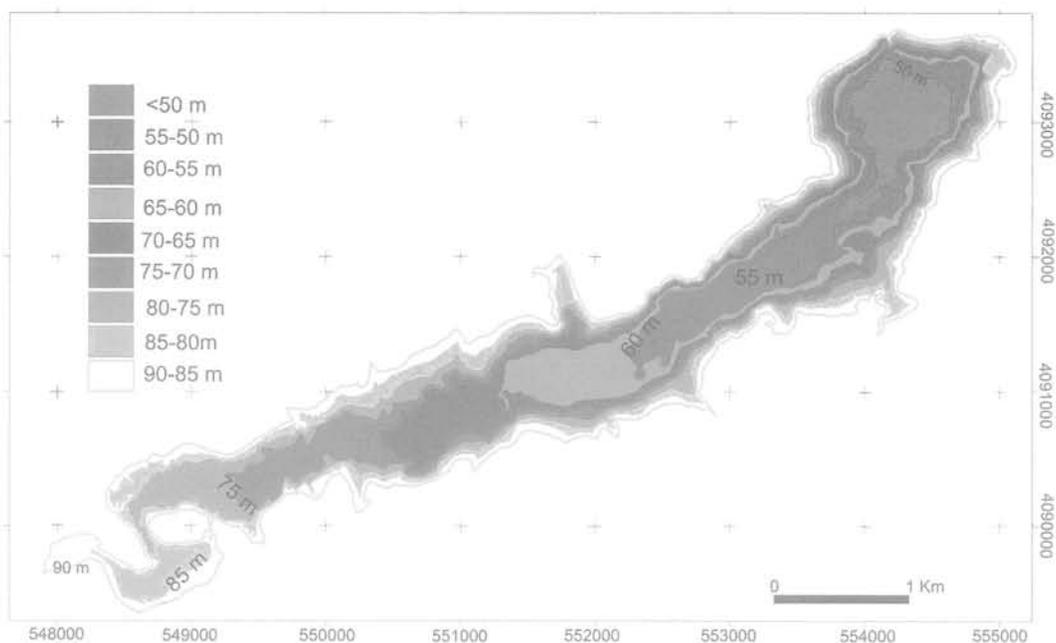


FIG. 3 Carte topographique de la retenue du barrage Joumine après la campagne bathymétrique de l'an 2000.
Topographic map of Joumine dam reservoir after bathymetric measurement of year 2000.

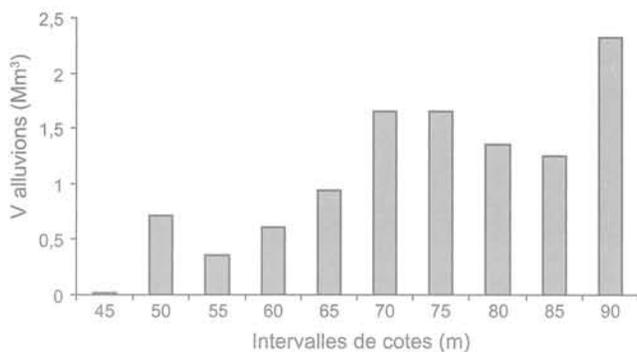


FIG. 4 Volume de la vase en fonction de la cote au niveau de la retenue du barrage Joumine entre la date de la mise en eau (1984) et l'an 2000.
Alluvia volume according to the reservoir altitude between the beginning of the Joumine dam's exploitation (1984) and year 2000.

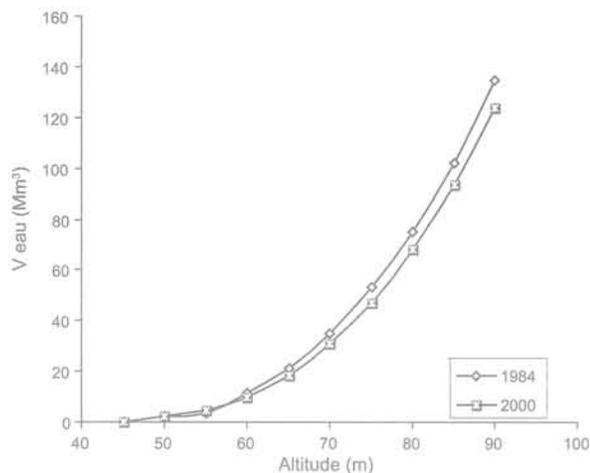


FIG. 5 Courbes de remplissage de la retenue du barrage Joumine en 1984 et 2000.
Curves of the Joumine reservoir filling of alluvia in 1984 and 2000.

deux modèles numériques de terrain initial et final. Cette estimation correspond à une perte de 8 % de la capacité initiale de stockage durant les 16 ans d'exploitation du barrage.

L'examen de l'évolution de la morphologie du fond de la retenue (Fig. 3) montre un envasement matérialisé par une surélévation du fond de la retenue (Fig. 2). La carte différentielle de la retenue du barrage Joumine obtenue par soustraction des deux modèles numériques de terrain initial et final (Fig. 6) a permis de distinguer trois zones. La première est située en queue de la retenue. C'est une zone de sédimentation dans laquelle l'envasement de la retenue a provoqué le comblement de l'ancien lit de l'oued et la partie méandrique. L'élargissement de la vallée représente une zone d'épandage des dépôts suite à la décélération du courant de turbidité ; ce qui explique la forme tabulaire du fond de la retenue en allant vers l'aval. La

deuxième zone est plus en aval et est caractérisée par des zones d'érosion. En effet, les dépôts anciens dans le lac peuvent être repris et remobilisés par les eaux des crues et par les courants de turbidité. Enfin, la troisième zone est située au pied de la digue, il s'agit d'une zone de dépôt. Ceci est dû à la diminution de la vitesse du courant au cours de son écoulement, qui entraîne un dépôt de matériaux de plus en plus fins, parvenant jusqu'au pied du barrage. Le contour de la retenue est affecté par des effondrements de berges, ceci est mis en évidence par des valeurs négatives de l'élévation. Les zones ainsi formées tendent à rétablir des profils d'équilibre suite aux changements survenus dans la

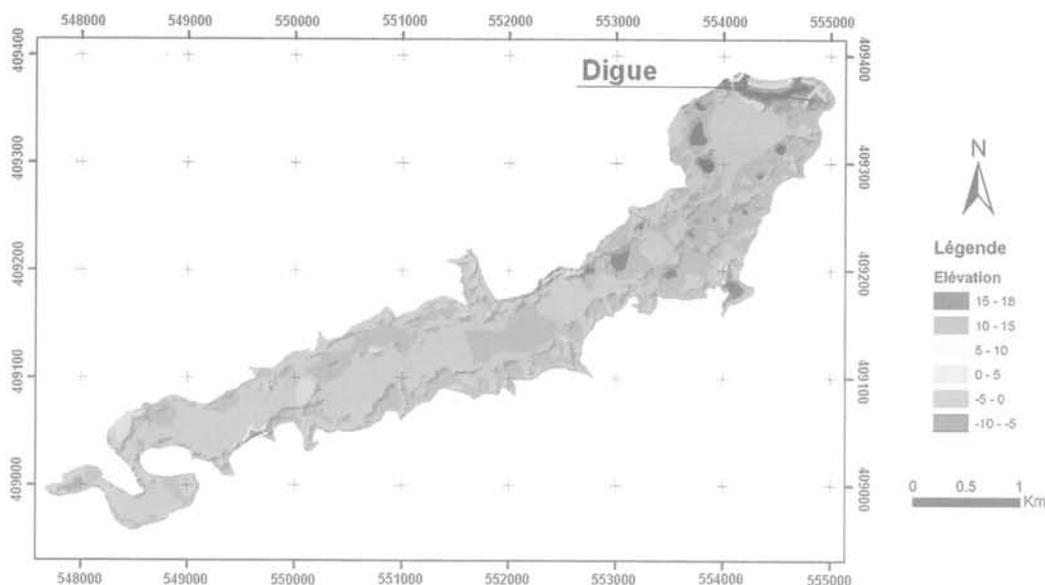


FIG. 6 Carte différentielle des deux modèles numérique de terrain initial et finale de la retenue du barrage Joumine.
Differential map of the two digital models of ground initial and final of Joumine reservoir.

morphologie de la retenue par une reprise des sédiments des berges par les courants de turbidité.

Les sédiments formé par l'alluvionnement de la retenue sont repris et remobilisés par les courants suite à la fluctuation du niveau de l'eau entre un maximum à la fin de la saison pluvieuse et un minimum à la fin de la saison sèche. Les courants entrants dans les retenues des barrages ont un pouvoir érosif important, ils peuvent remobiliser, en partie, les dépôts anciens et creuser des chenaux anastomosés dans la zone de remous.

L'évolution du profil en long de la retenue de l'an 2000 et de celui de la date de la mise en eau présente les mêmes zones déjà décrites. En effet, en queue de la retenue, on assiste à une nette accumulation des sédiments avec formation d'un cône sous-lacustre (Fig. 7). Au-delà, on est en présence de zones de sédimentation préférentielles. En se rapprochant de la digue, on retrouve une zone où les anciennes alluvions du lit de l'oued ont été érodées. Au pied de la digue, on constate une baisse du niveau des sédiments en raison des soutirages de dévasement.

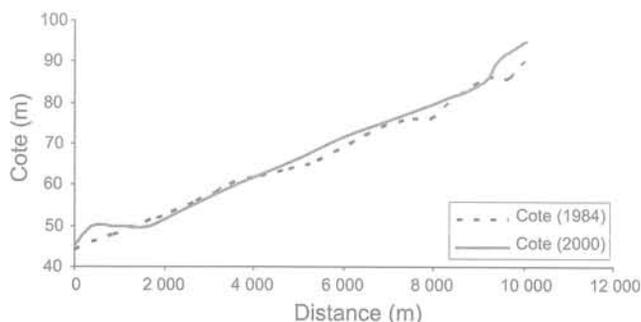


FIG. 7 Profil en long du fond de la retenue du barrage Joumine entre la date de la mise en eau et l'an 2000.
Profile longitudinally of the Joumine reservoir bottom between 1984 and 2000.

4.2

Lithologie

Les carottes prélevées dans la partie amont de la retenue (BJC1, BJC2, BJC3, BJC4, BJC5 et BJC6) présentent des alternances d'argile silteuse, d'argile grisâtre avec des fragments de coquilles, de tiges et de racines (Fig. 1). La colonne sédimentaire la plus en amont (BJC6) révèle la présence de séquences répétitives constituées de sables très fins surmontés de silts et d'argiles. Ces niveaux correspondent probablement aux horizons millimétriques de silts et d'argiles dans les carottes BJC1 et BJC3. Des terriers d'annélide oxydés ont été identifiés surtout dans les niveaux superficiels. Des niveaux noirâtres s'intercalent parfois entre les horizons argileux (Fig. 8). Les colonnes sédimentaires BJC2, BJC3 et BJC4 présentent des niveaux, situés à 33,5, 49 et 44 cm respectivement, tapissés par une couche d'oxyde. Ceci témoigne d'un arrêt de la sédimentation accompagné par une progradation du courant de turbidité au-delà de la zone de remous pour se décharger de ces particules en suspension dans un milieu plus calme. On a aussi noté l'existence de galets d'argiles à différentes profondeurs, qui témoignent de l'importance de l'agitation dans la zone de remous et de la remobilisation par les courants de densité des dépôts fins non encore consolidés.

4.3

Teneur en eau naturelle

La teneur en eau naturelle des sédiments varie de 25,5 % à 33 % pour la carotte BJC6 (Fig. 9). Plus en aval, la teneur en eau devient plus importante ; les valeurs moyennes passent de 29 % (BJC6) à 45 % (BJC1). La carotte BJC3 présente les pourcentages les plus élevés avec des valeurs comprises entre 14 % et 63 % (Fig. 8).

Afin d'expliquer la répartition de l'eau le long des colonnes sédimentaires, on a cherché une relation

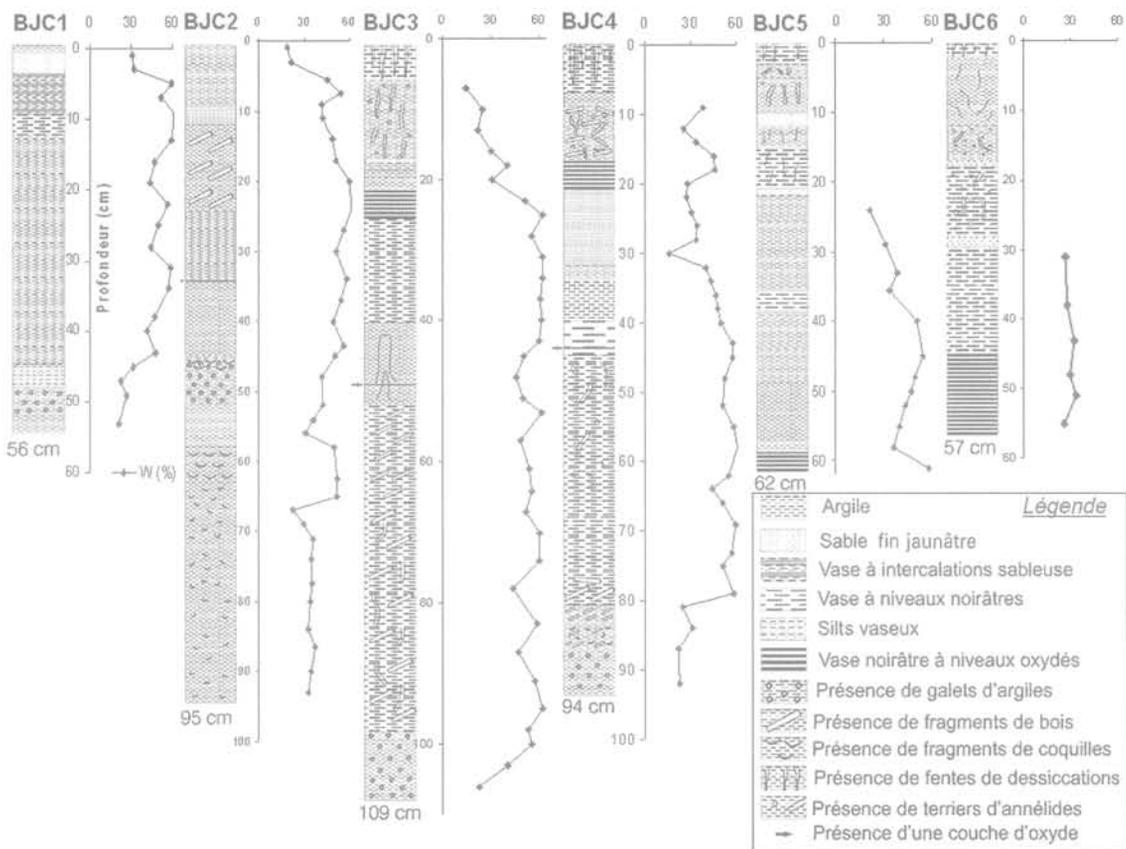


FIG. 8 Teneur en eau naturelle des carottes : BJC1, BJC2, BJC3, BJC4, BJC5 et BJC6.
Natural water content of sedimentary columns : BJC1, BJC2, BJC3, BJC4, BJC5 and BJC6.

entre la nature lithologique des échantillons prélevés et leur teneur en eau. La figure 9 montre que la teneur en eau présente une variation comparable à celle du pourcentage des fractions argileuses. La corrélation entre la teneur en eau et le diamètre moyen des grains montre une grande dispersion des résultats contrairement à De Lory (1960) qui a noté une forte variation de la teneur en eau suivant la granulométrie des lamines successives. Ceci peut être dû à l'échantillonnage centimétrique effectué sur les carottes.

L'examen de la variation des teneurs en eau en fonction de la profondeur montre que les valeurs les plus faibles sont situées au sommet et à la base des carottes, alors que la partie intermédiaire présente les plus importants pourcentages avec de faibles variations. Le sommet des carottes a subi de fortes dessiccations suite aux années successives de sécheresse (1998-2001) alors que la base est caractérisée par des galets d'argile bien consolidée, ce qui diminue la capacité d'absorption d'eau par ces couches. En effet, la consolidation par réarrangement des grains fait diminuer la porosité du sédiment et, par conséquent, entraîne une baisse de la teneur en eau. La zone intermédiaire présente une certaine homogénéité des teneurs en eau. Toutefois, on a noté une variation de ces valeurs en fonction des variations de la nature lithologique.

La répartition spatiale des résultats montre que les teneurs en eau les plus faibles sont enregistrées au niveau des carottes les plus en amont alors que les plus importantes valeurs sont détectées dans les prélèvements les plus en aval. Ceci est en relation avec la fluctuation du niveau de l'eau. En effet, la partie amont est

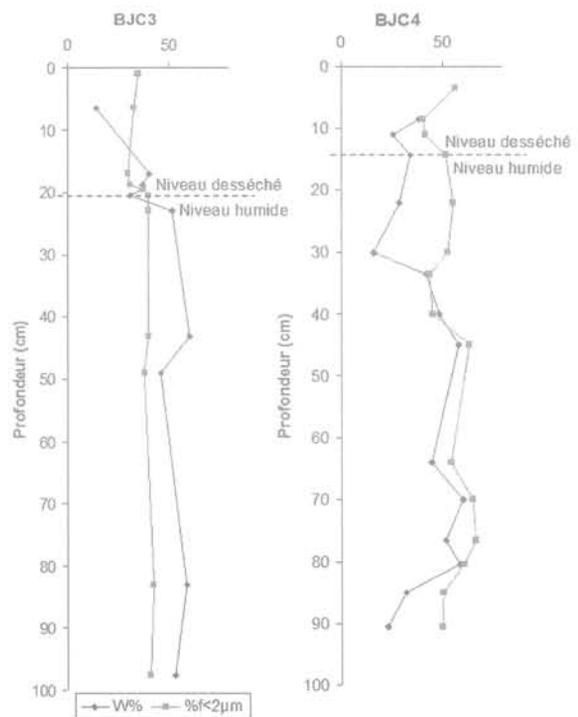


FIG. 9 Teneur en eau et du pourcentage des argiles en fonction de la profondeur des carottes : BJC3 et BJC4.
Water content and the percentage of clays according to the depth of sedimentary columns : BJC3 and BJC4.

affectée par une submersion des dépôts et par conséquent une dessiccation.

4.4

Densité humide

Ben Mammou (1997) a montré que la rythmicité des valeurs de la densité humide avec la profondeur traduit l'organisation des sédiments en séquences turbiditiques. On a cherché cette rythmicité dans les alluvions du barrage Joumine. Les densités sèches (γ_d/γ_w) et humide (γ_h/γ_w) ont été déterminées sur toutes les colonnes sédimentaires. La densité sèche des sédiments étudiés est comprise entre 1,2 et 1,93 et la densité humide varie entre 1,62 et 2,2. Les variations de ces valeurs en fonction de la profondeur ont été reportées sur la figure 10. Cette dernière révèle une rythmicité des valeurs de la densité, ce qui traduit l'organisation des sédiments en séquences turbiditiques. La partie intermédiaire des carottes présente des valeurs de densité qui n'augmentent pas avec la profondeur. Le sédiment dans cette partie a donc peu évolué depuis son dépôt. Cependant, on a noté une augmentation des valeurs de la densité coïncidant avec les niveaux à galets d'argiles. Ces niveaux correspondent vraisemblablement à des sédiments consolidés au préalable, puis repris par les courants.

4.5

Consistance, surface spécifique et limites d'Atterberg

La surface spécifique des échantillons étudiés varie de 120 m²/g à 300 m²/g, au niveau des sédiments carotés. Alors que les échantillons superficiels présentent des valeurs nettement plus élevées qui varient de 310 m²/g à 405 m²/g avec une moyenne de 380 m²/g. Les valeurs les plus élevées correspondent aux échantillons prélevés au pied de la digue.

Les valeurs des limites d'Atterberg permettent de situer les échantillons étudiés dans le diagramme de Casagrande. On constate qu'ils s'alignent selon une droite parallèle à la ligne « A ». Ceci indique que les sédiments du barrage Joumine sont situés dans leur majorité entre les deux domaines : des argiles très plastiques et des limons très plastiques (Fig. 11). On peut donc attribuer aux échantillons analysés les symboles « At » et « Lt ».

La variation de l'indice de plasticité en fonction de la limite de liquidité de ces sédiments montre une bonne corrélation avec $R^2 = 0,97$ (Fig. 12) et peut être exprimée par la relation : $I_p = 0,66 w_L - 9$.

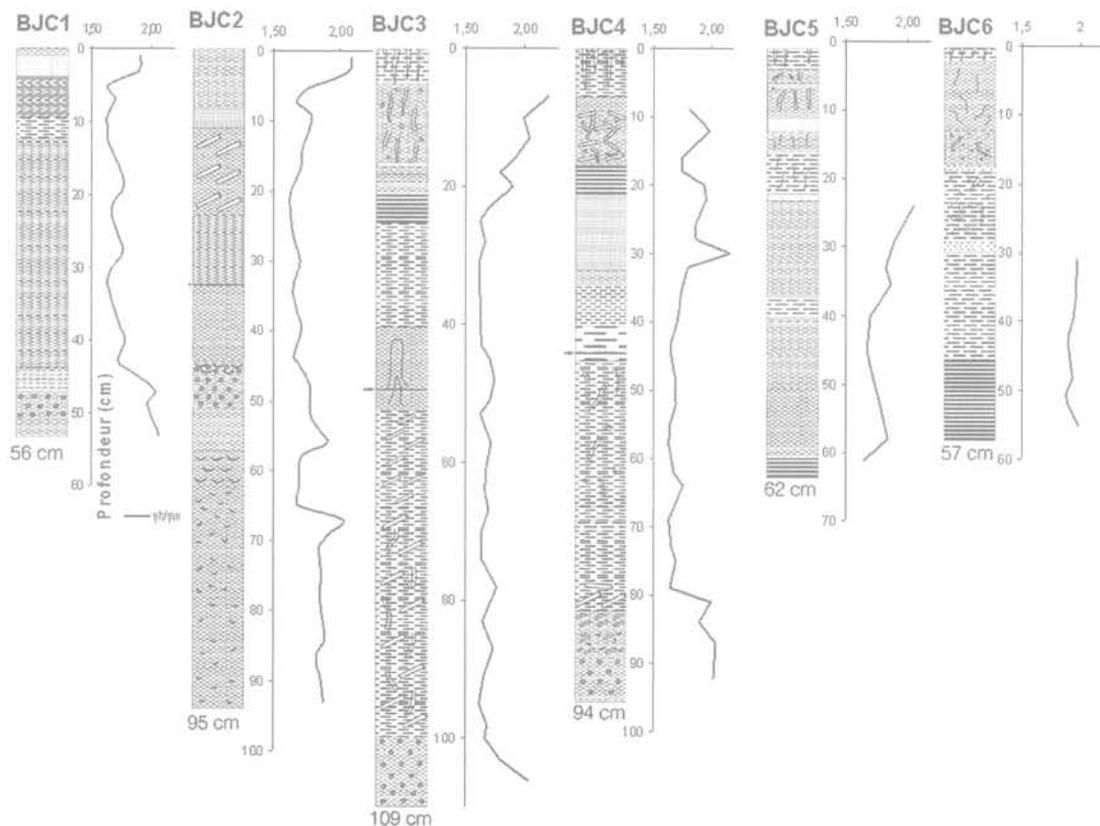


FIG. 10 Densité humide en fonction de la profondeur des carottes BJC1, BJC2, BJC3, BJC4, BJC5 et BJC6.
Wet density according to the depth of sedimentary columns : BJC1, BJC2, BJC3, BJC4, BJC5 and BJC6.

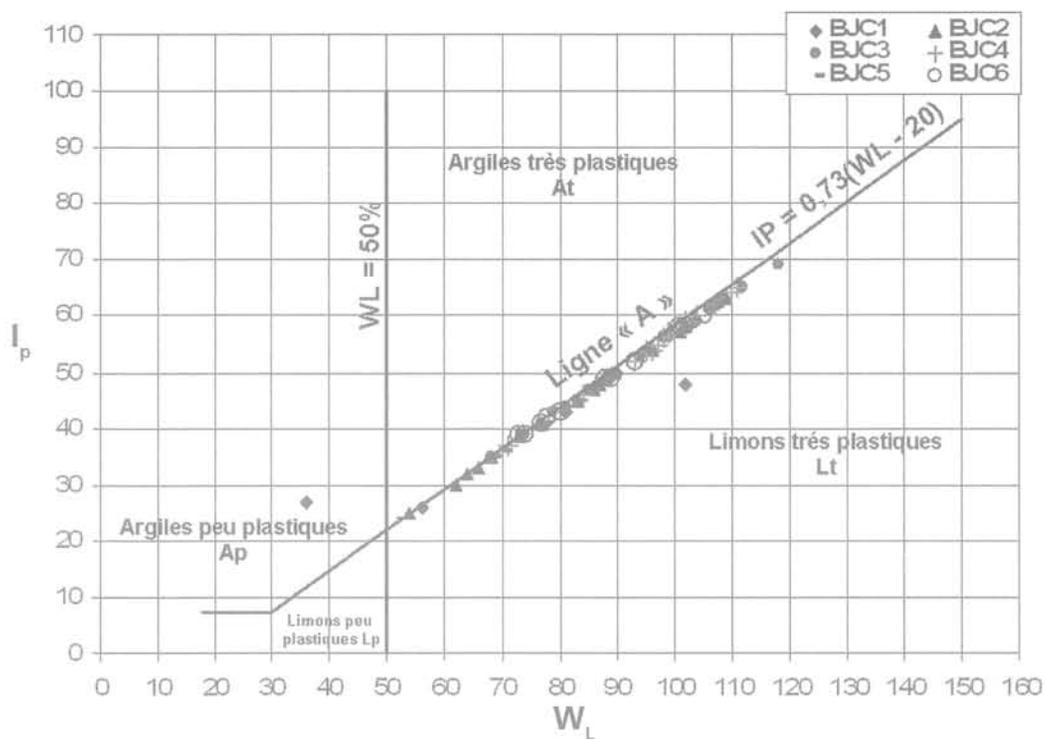


FIG. 11 Situation des échantillons des carottes BJC1, BJC2, BJC3, BJC4, BJC5 et BJC6 dans le diagramme de plasticité de Casagrande.
Situation of BJC1, BJC2, BJC3, BJC4, BJC5 and BJC6 cores samples in the Casagrande diagram.

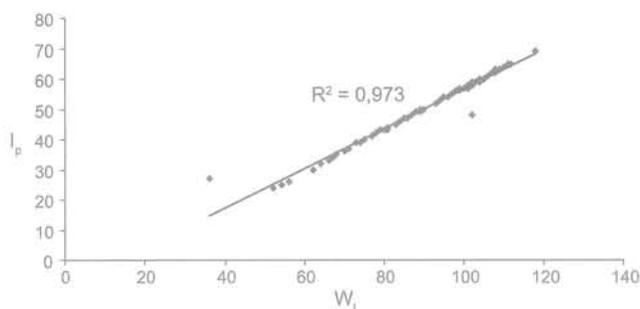


FIG. 12 Indice de plasticité en fonction de la limite de liquidité.
Plasticity index according to the liquidity limit.

Les courbes des limites de liquidité et d'indices de plasticité en fonction de la profondeur ont des profils en dents de scie de même allure (Fig. 13 a, b et c). Les limites de liquidité varient de 118 % à 52 % avec une moyenne de 90 %, alors que les indices de plasticité sont compris entre 70 % et 24 % avec une moyenne de 50 %.

L'indice de consistance calculé à partir des limites d'Atterberg et de la teneur en eau naturelle selon la formule

$$I_c = (w_L - w_{nat.})/I_P \quad (2)$$

varie entre -0,01 et 1,5. La majorité des échantillons présente des valeurs de l'indice de consistance supérieures à zéro (Fig. 13), caractérisant des horizons de dépôts en cours de consolidation. Cette catégorie peut être subdivisée en deux groupes. Le premier présente une consistance comprise entre 0 et 1 indiquant un dépôt inconsistant à consistant. Le second groupe est

prédominant dans les prélèvements les plus en amont et dans les niveaux superficiels des carottes avec un indice de consistance supérieur à 1 ; ils sont qualifiés de très consistants. La présence de cette dernière catégorie est liée à l'assèchement de la partie amont de la retenue.

Les valeurs de l'indice de liquidité calculées par la formule :

$$I_L = (w_{nat.} - w_p)/I_P \quad (3)$$

sont comprises entre -0,75 et 0,93. Les valeurs négatives sont plus fréquentes au niveau des colonnes sédimentaires les plus en amont, indiquant une teneur en eau naturelle inférieure à la limite de plasticité. Ceci est dû aux années consécutives de sécheresse (1998-2001). En effet, les carottes ont été prélevées lors de l'assèchement de la queue de la retenue en août 2001.

4.6

Cohésion non drainée

La cohésion non drainée a été déterminée à l'aide du *fall cone* sur les échantillons prélevés dans les colonnes sédimentaires (échantillons intacts) et dans des échantillons remaniés obtenus par malaxage à la teneur en eau naturelle. Les valeurs de la cohésion non drainée des échantillons intacts varient de 0,2 à 25 kPa, et celles des échantillons remaniés de 0,18 à 25 kPa. Ceci fait varier la sensibilité de 1 à 4 : il s'agit d'un matériau peu sensible. On rappelle que la sensibilité d'une argile S_t est le rapport de sa résistance à l'état intact à sa résistance à l'état remanié :

$$S_t = C_u/C_u \text{ (remaniée)}$$

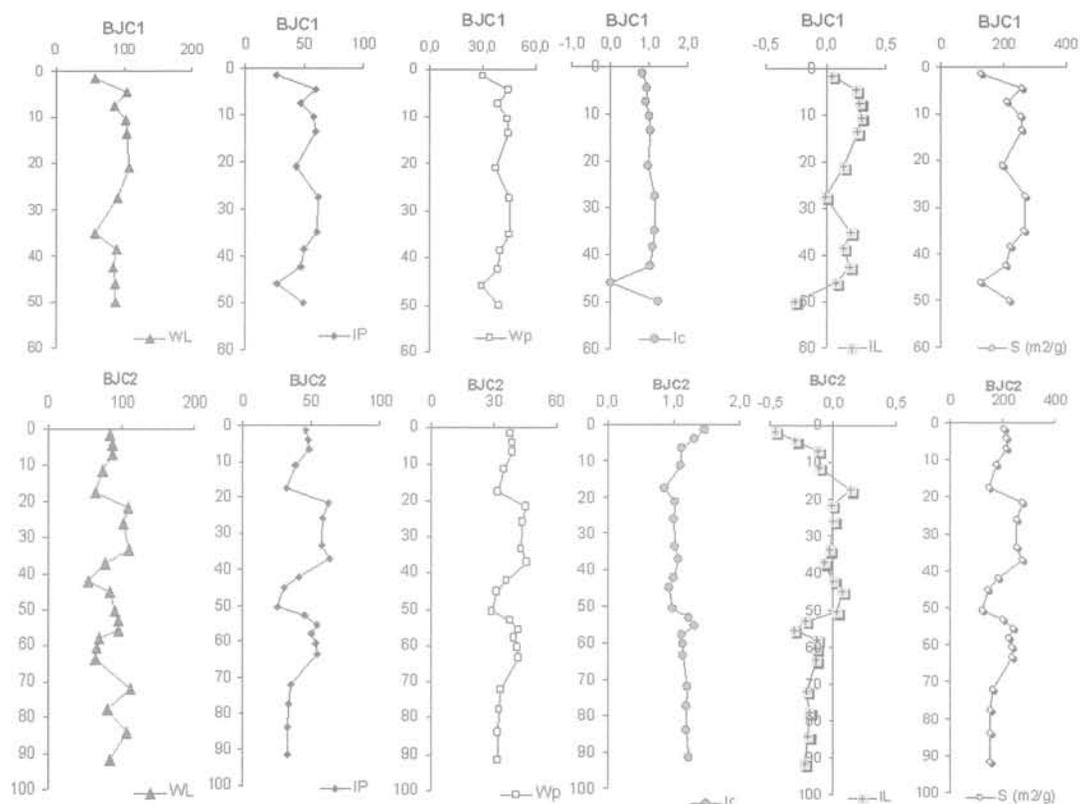


FIG. 13a Limites d'Atterberg, indices de plasticité, de consistance, de liquidité et surfaces spécifiques en fonction de la profondeur (BJC1 et BJC2).
Atterberg limits, plasticity index, consistency index, liquidity index and specific surfaces according to the depth (BJC1 and BJC2).

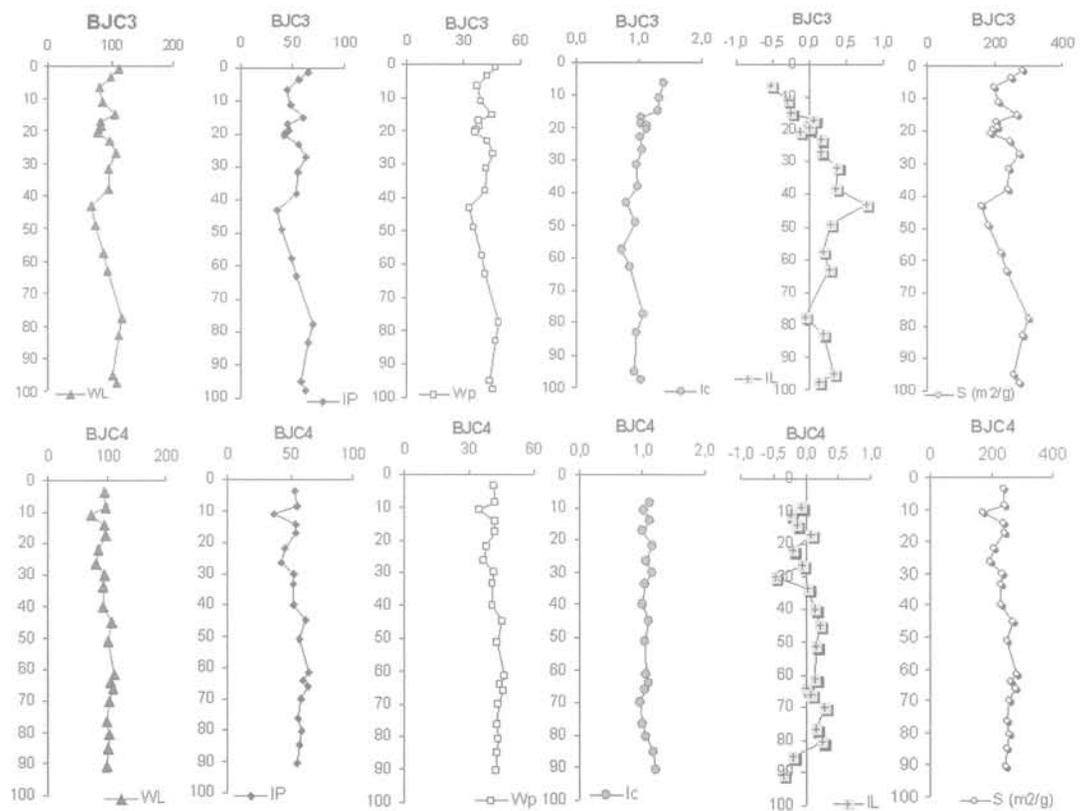


FIG. 13b Limites d'Atterberg, indices de plasticité, de consistance, de liquidité et surfaces spécifiques en fonction de la profondeur (BJC3 et BJC4).
Atterberg limits, plasticity index, consistency index, liquidity index and specific surfaces according to the depth (BJC3 and BJC4).

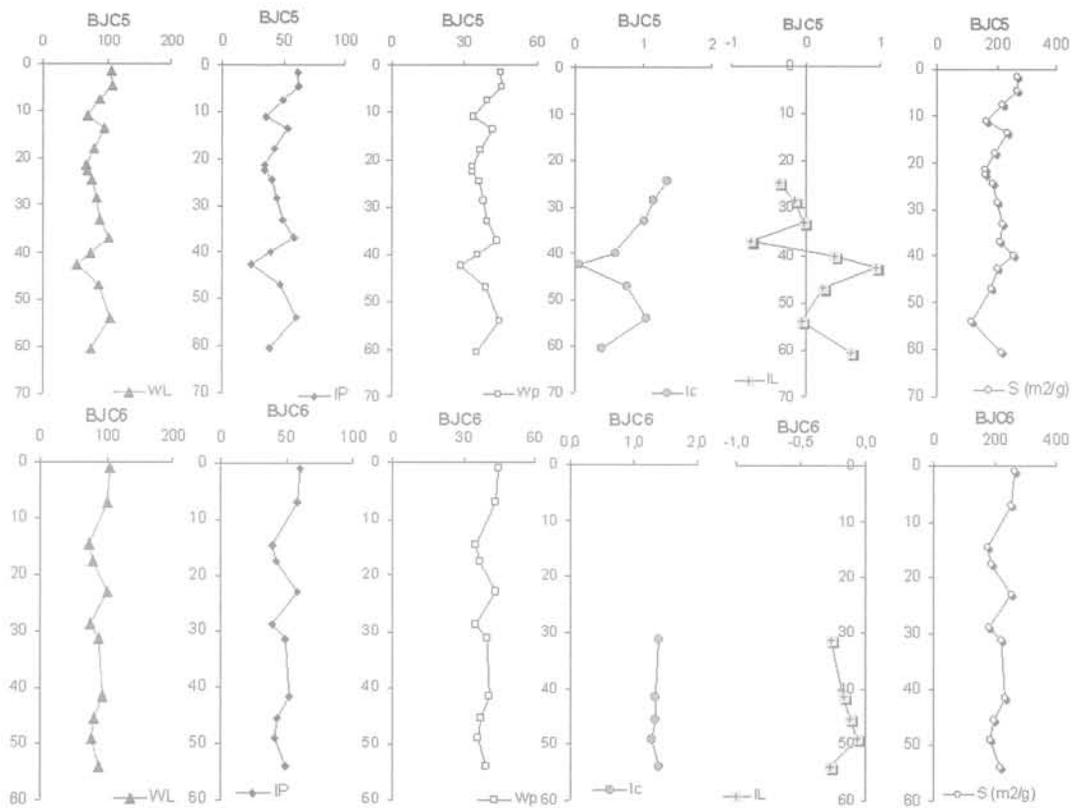


FIG. 13c Limites d'Atterberg, indices de plasticité, de consistance, de liquidité et surfaces spécifiques en fonction de la profondeur (BJC5 et BJC6).
 Atterberg limits, plasticity index, consistency index, liquidity index and specific surfaces according to the depth (BJC5 and BJC6).

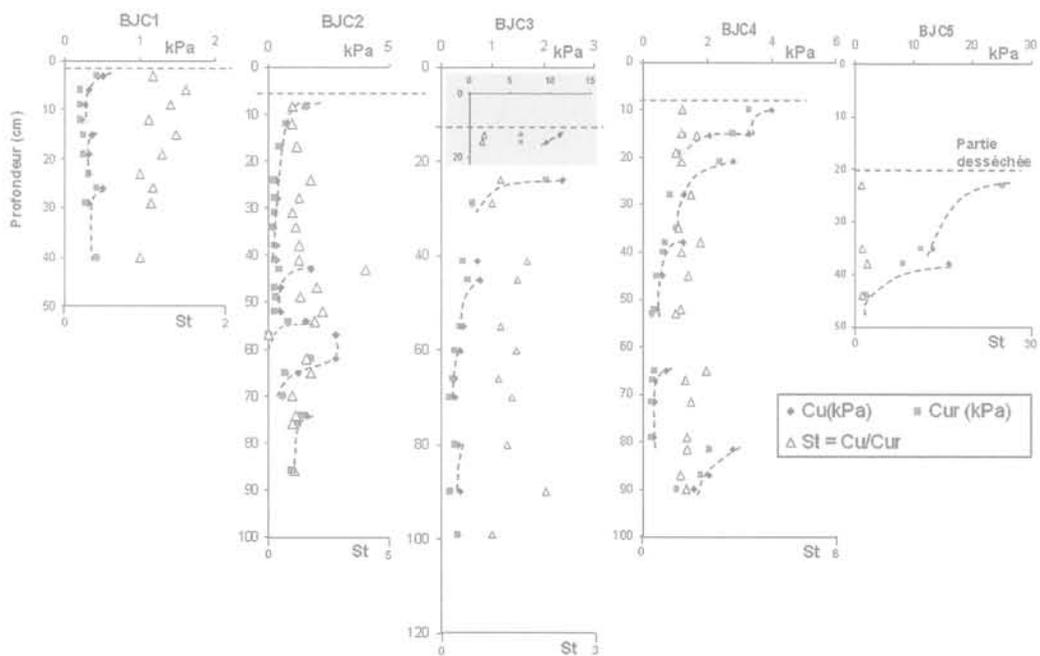


FIG. 14 Cohésion non drainée et sensibilité en fonction de la profondeur des prélèvements BJC1, BJC2, BJC3, BJC4 et BJC5.
 Undrained shear strength and sensibility according to the depth of sedimentary columns: BJC1, BJC2, BJC3, BJC4 and BJC5.

L'examen de la figure 14 montre que les valeurs de la cohésion non drainée les plus faibles sont enregistrées au niveau des carottes prélevées en aval (BJC1 et BJC2) alors que les prélèvements effectués en amont (BJC3, BJC4 et BJC5, présentent deux niveaux : un niveau superficiel caractérisé par des valeurs élevées de la cohésion et un niveau sous-jacent présentant des valeurs beaucoup plus faibles. La carotte BJC6 présente une teneur en eau très faible, ce qui confère aux sédiments une cohésion assez élevée, et supérieure à la limite du *fall cone* (cône n° 4 : 400 g). La répartition spatiale des résultats montre une augmentation de l'épaisseur du niveau sec en allant vers l'amont. Ceci est en relation étroite avec la teneur en eau. En effet, la diminution de la teneur en eau entraîne une augmentation de la cohésion des sédiments.

Les carottes étudiées montrent, à des niveaux différents, des valeurs élevées de la cohésion non drainée. Cette variation est due à l'organisation des sédiments en séquences de dépôts où les parties sommitales présentent des cohésions élevées qui diminuent vers les parties basales. Ceci peut être expliqué par une augmentation de la cohésion des sédiments sous l'effet de la charge des dépôts sus-jacents. En profondeur (vers la base de la séquence), la cohésion évolue plus lentement en raison des faibles drainages des eaux.

5

Conclusion

L'étude faite sur la retenue du barrage Joumine montre que la baisse du niveau de l'eau peut provoquer une reprise des sédiments par érosion hydrique dans sa partie découverte. Cette fluctuation se traduit par la progradation des cônes de déjection de plus en plus vers l'aval. En effet, Han et Tong (1982) ont montré que l'exploitation des retenues à un niveau bas déplace l'ensemble des corps sédimentaires vers l'aval, en particu-

lier, le cône de déjection. Cette remobilisation dépend de l'état de la consolidation des dépôts, de la granulométrie des sédiments et de la vitesse du courant de fond. Les dépôts anciens dans la retenue peuvent être repris et remobilisés par les courants de turbidité dans le cas où ils n'ont pas atteint leur degré de compaction maximal. En effet, l'étude de l'évolution morphologique du fond de la retenue du barrage Joumine montre des zones d'érosion et donc de reprise des sédiments du fond par les courants de turbidité. Par ailleurs, la connaissance du comportement des matériaux dans les retenues des barrages est une donnée essentielle pour adopter les solutions les plus appropriées aux problèmes du dévasement. La cohésion non drainée est un paramètre qui donne une caractérisation rapide de l'état mécanique des alluvions. Les résultats obtenus montrent une variation de la cohésion des matériaux en fonction de leurs positions dans la retenue. Ceci est en concordance avec les travaux de Drouhin *et al.* (1951) au niveau du barrage Cheurfas, de Thevenin (1968) dans la retenue de Fodda et de Ben Mammou (1998) dans la retenue du barrage Sidi Salem. Ces auteurs ont montré que les alluvions se consolident d'autant plus rapidement sous la masse d'eau qu'elles sont plus éloignées du barrage. Les limites d'Atterberg des alluvions sont élevées ; ceci est comparable aux valeurs importantes de la surface spécifique. Lors de leur mise en place, les alluvions de la retenue du barrage Joumine avaient un comportement liquide. Ceci est confirmé par les valeurs positives de l'indice de liquidité. Les niveaux superficiels des carottes étudiées présentent des indices négatifs montrant qu'ils ont perdu leur comportement liquide suite au dessèchement de la queue de la retenue durant les années consécutives de sécheresse. Ces niveaux présentent des indices de consistance nettement supérieurs à 1 caractérisant un sédiment très consistant. Les alluvions de la retenue du barrage Joumine forment une croûte surmontant un niveau plus mou, ce qui rend les opérations de dévasement inefficaces.

Bibliographie

- Beaulieu J. – *Identification géotechnique de matériaux argileux naturels par la mesure de leurs surface au moyen du bleu de méthylène*. Thèse de 3^e cycle, université Paris-Sud centre d'Orsay, 1979, 133 p.
- Ben Mammou A. – Identification et caractérisation géotechnique des sédiments des retenues des barrages de Tunisie. *Bulletin de l'Association internationale de géologie de l'ingénieur*, n° 55, 1997, p. 65-76.
- Ben Mammou A. – *Barrages Nabeur, Sidi Salem, Sidi Saad et Sidi Boubaker. Quantification, étude sédimentologique et géotechnique des sédiments piégés. Apports des images satellitaires*. Thèse de doctorat ès Sciences géologiques. FST, 1998, 345 p.
- De Lory F. – A preliminary study of the geotechnical properties of varved clays as reported in Canadian Engineering Case Records. *NRC Tech. Memo.*, 69, 14th Canadian Soil Mechanics Conf., 1960.
- De Vente J., Poesen J., Verstraeten G. – The application of semi-quantitative methods and reservoir sedimentation rates for the prediction of basin sediment yield in Spain. *Journal of Hydrology*, n° 64 305, 2005, p. 63-86.
- Drouhin G., Mallet M., Pacquant – *La sédimentation des barrages réservoirs en Algérie. IV^e Congrès des Grands Barrages*, New Delhi, 1951.
- Giovanni C.R. – *Alluvionnement des retenues par courant de turbidité*. Thèse Génie civil, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1998, 168 p.
- Han Q. W., Tong Z.J. – The impact of Danjiangkou reservoir on the downstream river channel and the environment. *XIV^e Congrès des Grands Barrages*, Rio de Janeiro, Q. 54 R. 13, 1982, p. 189-200.
- Kallel M.R. – *Hydrologie du lac Ichkeul*. BIRH, 1990, 43 p. + Annexe.
- Lahlou A. – *Envasement des barrages au Maroc*. Édition Wallada « coll. Sciences et Techniques », Maroc, 1994, 286 p.
- Lambert A.M., Lthi S.M. – Lake circulation induced by density currents: an experimental approach. *Sedimentology*, n° 24, 1977, p. 735-741.
- Marzougui A., Ben Mammou A. – Identification et caractérisation géotechnique des alluvions piégées dans la retenue du barrage Joumine. *11^{es} Journées scientifiques sur les résultats de la recherche agricole*. Volume des actes, Tunis, 2004, p. 544-554.
- Migniot C. – Étude des propriétés physiques de différents sédiments très fins et leur comportement sous des actions hydrodynamiques. *La Houille Blanche*, n° 7, 1968, p. 591-619.
- Rădoane M., Rădoane N. – Dams, sediment sources and reservoir silting in Romania. *Geomorphology*, n° 71, 2005, p. 112-125.
- Remini B. – *Les sédiments des barrages : mécanismes et soutirages des courants de densité*. Agence nationale algérienne de développement de la recherche universitaire, 2006, 178 p.
- Sikirdji L. – *Étude sédimentologique et géotechnique des alluvions déposées dans la retenue du Chambon (vallée de la Romanche-Isère) après 45 années d'exploitation*. Thèse de 3^e cycle, Institut de recherches interdisciplinaires de géologie et de mécanique, USM Grenoble, 1982, 195 p.
- Strum M., Matter A. – Turbidites and varves in Lake Brienz (Switzerland): deposition of clastic detritus by density currents. *Modern and Ancient Lake Sediments* (A. Matter and M.E. Tucker eds), Spec. Publ. Int. Ass. Sediment, 1978, p. 145-166.
- Thevenin M.J. – La sédimentation des barrages réservoirs en Algérie et les moyens mis en oeuvre pour préserver les capacités. *Annales de l'ITBTP*, n° 156, 1968, p. 1277-1293.
- Tourenq C., Tran Ngoc L. – Mise en évidence des argiles par l'essai au bleu de méthylène. Applications aux sols, roches et granulats. *Bull. de liaison P. et Ch*, n° 152, 1989, p. 79-92.
- Tran Ngoc L. – Un nouvel essai d'identification des sols : l'essai au bleu de méthylène. *Bull. de liaison P. et Ch*, n° 88, 1977, p. 136-137.

Construction d'un remblai routier expérimental en résidus de bauxite

A. MOURATIDIS

Université Aristote
de Thessalonique
54124 Thessalonique, Grèce
tasos@hermes.civil.auth.gr

Résumé

Les résidus de bauxite, souvent appelés « boue rouge », constituent un sous-produit industriel issu du traitement de la bauxite en vue de la production d'alumine. Dans le cadre d'un programme-pilote pour la valorisation de ces résidus comme matériau de remblais, le laboratoire des Routes de l'université de Thessalonique a réalisé des études sur leur comportement géotechnique. Ces études ont abouti à retenir deux formules : une formule dite « A » constituée par le mélange de résidus de bauxite avec un sol du groupe A-1 (classification AASHTO) et une formule dite « B » constituée par le matériau originel traité aux cendres volantes. Un remblai routier expérimental a permis de tester en vraie grandeur leurs performances. Ce remblai a supporté des charges importantes pouvant atteindre un trafic de 30-50 poids lourds par jour, et n'a pas manifesté, jusqu'à présent, de signes significatifs de déformation. Ce projet a permis de vérifier avec succès la capacité de réutilisation des résidus de bauxite en tant que matériaux de remblais.

Mots-clés : résidus de bauxite, remblai, construction, route, matériau, trafic, terrassements.

Construction of an experimental highway embankment by bauxite residues

Abstract

Bauxite residues, often called "red mud", constitute a by-product of bauxite processing for the production of alumina. Within the frame of an experimental research for the utilization of bauxite residues as a road embankment material, the Highway Engineering Laboratory of the University of Thessaloniki has performed studies on their geotechnical performance. These studies led to two potential formulas to apply on site: the first one, called "A" consists of a mixture of bauxite residues and a soil A-1 (classification AASHTO), the second comprises the material in its original condition treated by fly-ash. This earth structure, subjected to heavy loading, corresponding to 30-50 trucks daily, has not exhibited any signs of distress or deformation. The pilot-project, meant to provide evidence of potential use of bauxite residues as a road embankment material, was proven by its performance assessment to be successful and promising.

Key words: bauxite residues, embankment, construction, road, material, traffic, earthwork.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 30 novembre 2009.

Introduction

Les résidus de bauxite, souvent appelés « boue rouge », sont générés suivant le procédé industriel du traitement de la bauxite en vue de la production de l'alumine. En Boétie, l'usine d'« Aluminium de Grèce » produit environ 700 000 tonnes de résidus de bauxite par an, dont une grande partie est amenée par pompage et dispersée, sous forme liquide, en mer. En effet, tous les pays gros producteurs de résidus de bauxite (États-Unis, Australie, Japon, Inde) suivent la pratique de « disposition » ou de « rejet » plutôt que celle du recyclage malgré la sensibilisation générale pour les problèmes d'environnement.

Que ce soit dans la métallurgie ou dans l'industrie des matériaux de construction, la quantité totale recyclée reste jusqu'à présent très limitée, voire infime. Cette constatation s'explique par le coût du transport du sous-produit jusqu'à un site de recyclage ou de réutilisation et aux difficultés pratiques que pose son utilisation. Il est également vrai que le comportement de ce matériau demeure de nos jours mal connu.

Les principaux domaines de valorisation des résidus de bauxite sont actuellement la production de ciments colorés, la fabrication de briques et de tuiles, le confinement de déchets toxiques, l'extraction d'éléments minéraux. Les applications en construction routière occupent une place secondaire ; les cas réels d'application du sous-produit à un projet routier sont rares. Un premier projet-pilote d'utilisation de résidus de bauxite en technique routière a été réalisé par le laboratoire régional des Ponts et Chaussées d'Aix-en-Provence à Bramefan (1995). Il s'agissait d'une construction de remblai en résidus de bauxite, stabilisés par cendre volante, d'une longueur de 300 m et d'une hauteur de 1 m (LRPC d'Aix-en-Provence, 1997).

La valorisation dans le domaine des travaux routiers semble prometteuse, car cette activité présente l'avantage de pouvoir absorber de grandes quantités de matériaux, comparée aux autres domaines de valorisation (Jitsangiam *et al.*, 2008). Étant donné que l'objectif des opérations de recyclage est d'introduire des produits secondaires aux ouvrages techniques à un taux de volume de réutilisation élevé, la construction routière constitue ainsi un enjeu d'application majeur. Pour favoriser l'utilisation de ces résidus, des recherches en laboratoire et en conditions de chantier sont nécessaires.

TABLEAU I Composition chimique des résidus de bauxite.
Chemical composition of bauxite residues.

Constituant (%)	ALG Grèce	Reynolds États-Unis	Gargano Italie	Pechiney France	Oradea Roumanie
Al ₂ O ₃	15	15	12	15	21
Fe ₂ O ₃	51	55	46	30	40
SiO ₂	10	5	12	7	10
TiO ₂	5	5	7	12	5
CaO	13	8	1	–	5
Na ₂ O	2	2	7	–	9
Divers	4	10	–	–	10

Recherches en laboratoire

A l'université de Thessalonique, le laboratoire des Routes a entrepris un premier projet de recherche sur les résidus de bauxite en 1993. Ce projet consistait à déterminer les propriétés du sous-produit industriel en laboratoire ainsi que ses effets de stabilisation sur différents types de sol dans la perspective d'une réutilisation dans différents domaines de la construction d'ouvrages en terre : remblais, barrages, barrières étanches de confinement de déchets toxiques.

Les résidus de bauxite de l'usine d'« Aluminium de Grèce » sont similaires, de par leur composition chimique, à ceux des États-Unis, contenant un pourcentage élevé d'oxyde ferrique (Tableau I). Des essais d'alcalinité ont donné une valeur moyenne de pH = 11.

Quant aux propriétés physiques du matériau, l'analyse en laboratoire a fourni des caractéristiques d'un silt non plastique. Les valeurs de la limite de liquidité variaient de 35 à 39. Sur un nombre limité d'essais, la limite de plasticité a pu être déterminée, $w_p = 33-35$, ce qui conduirait à un indice de plasticité $I_p = 4$. Pourtant, sur la majorité des essais, la limite de plasticité n'a pu être déterminée et le matériau a été considéré comme non plastique (Tableau II).

Ces essais de laboratoire sur des mélanges « sol-résidus de bauxite » ont mis en évidence certaines propriétés intéressantes et bénéfiques du matériau : l'indice de portance CBR augmentait sensiblement, de 12 à 34, pour un sol semi-grenu (A-2-7) à la présence de résidus de bauxite et la résistance en compression simple passait de 0,7 à 5,5 kg/cm² pour un matériau grenu (A-1) de faible plasticité (Mouratidis et Tsohos, 2002).

L'évaluation des résultats des essais, jugés positifs et prometteurs, a donné lieu, quelques années plus tard, à une deuxième étape de recherche en laboratoire (2001-2003) en vue de la construction expérimentale d'un remblai routier.

TABLEAU II Propriétés physiques des résidus de bauxite.
Physical properties of bauxite residues.

Granulométrie	Limites d'Atterberg	Masse spécifique
Passant No. 200 (0,074 mm) = 80-100 %	$W_L = 35-39$ $I_p = 0$ (NP)	$\gamma_s = 3,4-3,9$ t/m ³

Durant cette deuxième étape de recherche, un grand nombre de sols naturels ont été examinés et évalués en laboratoire, notamment des sols non cohérents A-1, A-2 et un « sol-type » semi-fin A-4. Par ailleurs, des essais de laboratoire ont mis en évidence des effets favorables sur la déformabilité et la plasticité des sols cohérents (A-4 et A-6).

Des mélanges de ces sols et de résidus de bauxite ont constitué la base de l'analyse en laboratoire et de l'applicabilité en construction routière de ce matériau secondaire.

Les analyses en laboratoire ont conduit aux conclusions suivantes. En présence de résidus de bauxite :

- les matériaux grenus montrent un accroissement de leur cohésion et de leur résistance au cisaillement ;
- les sols fins deviennent moins plastiques et plus résistants.

Suite à une longue période de recherche en laboratoire sur des échantillons de mélanges « sols-résidus de bauxite », deux formules ont été finalement retenues : un mélange de sol A-1 et de résidus de bauxite en proportion 60/40 (%) à cause du volume important du sous-produit absorbé (formule A) et une formule (B) de résidus de bauxite, en état originel, nécessitant un taux de 4 % de cendre volante pour améliorer la maniabilité et réduire l'humidité. En plus, il a été démontré que la présence de cendre volante contribuait à la génération d'une cohésion (Mouratidis, 2004) ; ce phénomène est essentiel pour l'emploi du sous-produit en construction de remblais routiers. Cette deuxième formule pouvait comporter un certain risque, mais elle a été jugée susceptible de mettre en évidence toute l'ampleur des applications possibles du matériau. Les valeurs optimales du dosage en résidus de bauxite ont été choisies par rapport à la valeur maximale de la densité sèche γ_d (Fig. 1), obtenue au cours des essais en laboratoire. Par ailleurs, il était clair que les caractéristiques mécaniques ne poseraient pratiquement aucun problème à la stabilité de l'ouvrage en terre projeté.

Une troisième formule (C) d'un sol représentatif A-4, en état pur, a été également retenue pour servir de base d'évaluation de l'expérience-pilote.

Des essais de compression simple sur un mélange d'un sol grenu (A-1) et d'un sol cohérent (A-4) ont montré l'action de type « liant hydraulique » des résidus de bauxite (Fig. 2). Des valeurs importantes de résistance en compression simple ont été enregistrées lors des essais sur des éprouvettes de 7 et 14 jours (Tableau III).

Les résultats des essais CBR sur des échantillons constitués de mélanges réalisés selon les formules retenues sont donnés dans le tableau III. Des essais de cisaillement à la boîte ont également été réalisés afin de fournir les données nécessaires aux calculs de stabilité du remblai.

Les valeurs des caractéristiques de cisaillement de tous les matériaux se sont révélées assez élevées et, par conséquent, aucun problème de stabilité ne semblait se poser a priori pour la construction du remblai.

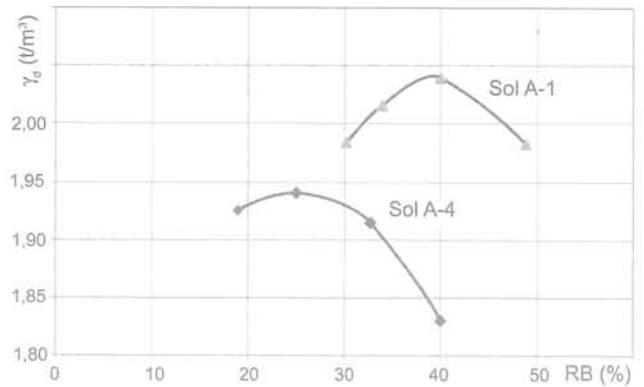


FIG. 1 Courbes de variation de la densité sèche maximale des mélanges « sols-RB ». Variation of dry density of «soil-BR» mixes.

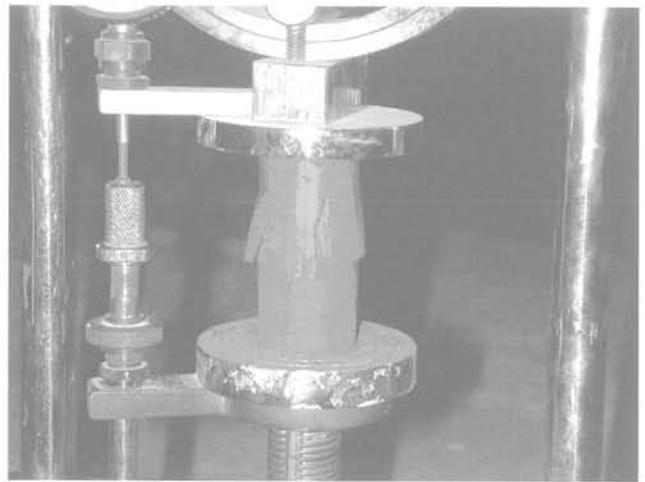


FIG. 2 Essai de compression simple. Test of unconfined compression.

3

Construction du remblai expérimental

La construction du remblai routier expérimental s'est déroulée en avril et mai 2003, au sein du réseau routier local de Boétie. Le remblai a une hauteur de 2 m et une largeur de plateforme de 8 m (Fig. 3). La longueur totale est de 100 m et comprend deux rampes d'accès de part et d'autre du remblai dans le sens de l'axe de la route locale.

Les résidus de bauxite ont été récupérés des lagunes de séchage au voisinage du site de construction et transportés sur le chantier de l'ouvrage expérimental (Fig. 4). Les sols naturels constitutifs du remblai ont été empruntés aux sites voisins du chantier.

Le remblai a été construit en trois sections distinctes : deux sections pour l'application des formules A et B et une troisième « section-type » constituée par un sol semi-fin du groupe A-4 (formule C).

L'équipement de construction a été assez modeste à cause de la taille limitée de l'ouvrage. Chargeuse à pneus et compacteur léger ont constitué l'essentiel du matériel de construction. Le remblai a été construit en couches de 40 cm.

TABLEAU III Effets de stabilisation sur mélanges « sol-résidus de bauxite ».
Stabilizing effects of "soil-bauxite residues" mixes.

Matériau/ mélange	Proctor Modifié		CBR(*)	Compression simple (kg/cm ²)		
	γ_m (t/m ³)	W_{opt} (%)		q_u (*)	7 jours	14 jours
1 Résidus de Bauxite (RB)	1,9	24	16	-	-	-
A-1	2,2	6,7	39	0,7	-	-
2 A-1 + RB (90/10)	2,2	7,2	-	5,5	8,2	21
3 A-1 + RB (60/40)	2,1	16	34	5,5	-	-
A-2-6	1,6	15	12	1,85	-	-
4 A-2-4 + RB (50/50)	1,75	22	34	-	2,75	-
A-2-7	1,6	15	12	-	-	-
5 A-2-7 + RB (50/50)	1,75	22	34	-	-	-
A-4	2,01	9,2	22	5,6	-	-
6 A-4 + RB (75/25)	1,96	15	32	-	12,2	18,3
7 RB + CV (4 %)			16	1,8	-	-

(*) Essais CBR et de compression simple en laboratoire suivant immersion de 4 jours.

TABLEAU IV Caractéristiques de cisaillement à la boîte.
Shear strength characteristics.

Matériau	Cohésion c' (kg/cm ²)	Angle de frottement ϕ' (degrés)
1. A-1 + RB (60/40)	0,72	38
2. RB + CV (4 %)	0,43	41
3. A-4	0,56	32

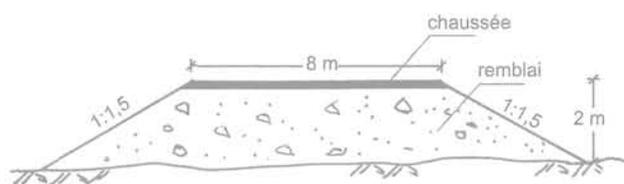


FIG. 3 Coupe transversale du remblai.
Transverse section of the embankment.



FIG. 4 Apport de matériau.
Transfert of material.

Les terrassements ont été effectués en période relativement sèche de manière conventionnelle et sous contrôle continu du taux d'humidité du matériau. L'humidité des résidus de bauxite variait de 16 à 22 %.

L'engin de compactage, un compacteur à cylindres lisses de 3 tonnes, a produit un compactage d'intensité moyenne, le degré de compactage variant de 88 % à 93 % de l'optimum Proctor modifié (Fig. 5).

Pendant la réalisation de l'ouvrage en terre, la maniabilité des matériaux ainsi que leur mise en place en couches horizontales n'ont présenté aucun problème.

La totalité des travaux a été réalisée en quelques semaines. Les matériaux utilisés et, surtout, les mélanges constitués de résidus de bauxite n'ont pas présenté de fissures de retrait juste après l'exécution des travaux. Aucune mesure spéciale d'entretien à court terme n'a été prise.



FIG. 5 Compactage des couches de remblai.
Compaction of embankment layers.

La finalisation de l'ouvrage comportait aussi la mise en place d'une couche de terre végétale sur les pentes du remblai afin de protéger l'ouvrage contre l'érosion.

Comme le site expérimental choisi s'inscrit dans une installation industrielle, la route subit une circulation importante de poids lourds, estimée entre 30 et 50 poids lourds par sens et par jour. Il a donc été jugé nécessaire de recouvrir la plate-forme d'une couche de grave non traitée de 20 cm, constituée de gravillons de bauxite, pour recevoir et répartir les charges importantes dues aux camions. L'ouvrage a ensuite été ouvert à la circulation.

4

Contrôle de qualité

Des essais en place et en laboratoire ont été réalisés tout au long de la phase de construction. En dehors des contrôles d'humidité continus et des essais de compactage périodiques, une série d'essais de résistance mécanique en place a été effectuée. L'équipement utilisé était assez simple et se composait d'un pénétromètre CBR et d'un pénétromètre autoforeur. Les résultats des mesures, en valeurs moyennes, sont donnés dans le tableau V.

Le comportement des matériaux en place a été jugé satisfaisant bien que les valeurs des mesures soient inférieures à celles du laboratoire. La résistance mécanique des mélanges comportant des résidus de bauxite est très élevée et indique des matériaux adéquats à la construction de remblais routiers. Par conséquent, le comportement mécanique ne doit pas constituer un objet de préoccupation pour ce genre de construction. En effet, les points critiques de cette procédure ont été :

- la maniabilité des matériaux ;
- le contrôle de l'humidité du sous-produit ;
- le comportement à long-terme et le risque d'érosion.

Des contrôles systématiques et des mesures efficaces à cet égard sont nécessaires afin d'assurer une performance de haut niveau de l'ouvrage en terre.

5

Comportement sous charges de trafic

La chaussée a été mise sous circulation après sa construction. Les véhicules lourds sur la route de service produisaient un trafic journalier de 30-50 poids lourds par sens et ont exercé des charges importantes sur la chaussée et la plateforme du remblai.

TABLEAU V. Mesures en place des caractéristiques mécaniques.
On site strength characteristics.

	Matériau	Indice CBR		Compression simple (kg/cm ²)	
		Laboratoire	En place	Laboratoire	En place
1	Sol A-1 + RB (60/40)	34	> 15	5,5	4,5
2	RB + Cendre volante	16	13	1,8	3,5
3	Sol A-4	27	> 15	5,6	5,0



FIG. 6 Le remblai routier terminé (2003).
The road embankment completed (2003).

Un an après la mise en circulation, la structure du remblai ne portait aucun signe visible de défaut ou de détérioration. Des mesures de tassement ont été effectuées sur les bords de la chaussée. Les valeurs du tassement total, dû principalement à la déformabilité du remblai, variaient de 1 à 2 mm, ce qui démontre la durabilité de l'ouvrage construit.

De même, cinq ans après la mise sous trafic du remblai routier, les tassements mesurés en plateforme variaient de 4 à 11 mm, ceci dû principalement à l'érosion superficielle subie dans le temps (Kehagia, 2008). Le revêtement des pentes en terre végétale s'est aussi bien comporté et aucune trace de dégradation par érosion n'a pu être discernée.



FIG. 7 Le remblai routier cinq ans après (2008).
The road embankment five years after construction (2008).

Globalement, la structure du remblai est restée intacte sous l'effet des charges de trafic et des intempéries. Cette performance de l'ouvrage, suite à une procédure de construction simple et facile à mettre en œuvre, remet en question la classification des résidus de bauxite placés en classe III des sous-produits industriels par rapport à leur aptitude d'application en technique routière (OCDE, 1977). Cette classe comprend des matériaux secondaires de qualité médiocre qui peuvent être utilisés, seulement, dans des cas exceptionnels. L'expérience présentée ici démontre, au contraire, qu'il suffit d'un traitement de séchage pour que le matériau puisse être appliqué en technique routière de façon simple et efficace. Les résidus de bauxite devraient donc être considérés comme un sous-produit de classe I.

Conclusion

La construction d'un remblai routier expérimental en résidus de bauxite a démontré de façon claire la possibilité d'utiliser ce sous-produit industriel en technique routière. L'utilisation de ce matériau « secondaire » peut donc s'avérer non seulement bénéfique vis-à-vis de l'environnement, mais également efficace en terme de performance technique à long terme. En effet, la structure du remblai n'a présenté aucun signe de détérioration cinq ans après sa construction et sa mise sous trafic.

La perspective d'une application systématique de ce matériau se heurte toutefois au coût du transport. Le sous-produit peut constituer un matériau de construction dans la région de Boétie et, en général, au voisinage des installations de production industrielles. Pour une utilisation plus générale, il faudra trouver un moyen de subventionner le coût de transport selon une stratégie dirigée par les autorités locales, régionales et probablement aussi par l'industrie de production.

Bibliographie

- Jitsangiam P., Nikraz H., Jamieson E., Kitanovich R., Sirignin K. – Sustainable use of a Bauxite Residue (Red Sand) as Highway Embankment Materials. New Zealand Society for Sustainable Engineering and Science Conference, Auckland, 2008.
- Kehagia F. – An innovative geotechnical application of Bauxite Residue. *EJGE Journal*, vol. 13, 2008.
- LRPC d'Aix-en-Provence – Utilisation des résidus inertes en technique routière. Rapport technique, 1997, 90 p.
- Mouratidis A., Tsohos G. – Investigation of red mud properties for use in road construction. *Proceedings 4th International Congress on Environmental Geotechnics*, Rio de Janeiro, 2002, p. 493-496.
- Mouratidis A. – Construction expérimentale d'un remblai routier aux résidus de bauxite. Comptes rendus de la conférence sur l'emploi des sous-produits industriels en construction des routes, Thessalonique, 2004, p. 73-81.
- Newson T., Dyer T., Adam C., Sharg S. – Effect of structure on the Geotechnical Properties of Bauxite Residue. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, n° 132, 2006, p. 143-150.
- OCDE – Utilisation des déchets et sous-produits en technique routière. Rapport d'un groupe d'experts, Paris, 1977, 174 p.

Modélisation de l'impact d'un bloc rocheux sur un terrain naturel, application à la trajectographie des chutes de blocs

Franck BOURRIER

Thèse soutenue le 14 novembre 2008

à l'Institut polytechnique de Grenoble

sous la direction de François Nicot et Félix Darve

Ce travail de thèse porte sur la caractérisation du rebond d'un bloc sur un terrain naturel dans la perspective d'améliorer les modèles de détermination de l'aléa de chute de blocs.

L'impact d'un bloc rocheux sur un sol composé d'éboulis est modélisé par la méthode des éléments discrets. La comparaison entre les résultats de simulation et les résultats d'essais à échelle réduite d'impact sur un sol granulaire grossier met en évidence que le modèle numérique développé assure une prédiction pertinente du rebond pour un nombre réduit de paramètres de simulation à calibrer.

L'analyse de l'impact à l'aide du modèle numérique montre que l'interaction entre l'impactant et le sol peut être décomposée en trois phases : le transfert énergétique initial du bloc vers le sol, la propagation d'une onde de compression du point d'impact vers l'intérieur du sol et la réflexion de l'onde de compression sur le substratum. L'étude des échanges éner-

gétiques lors de ces trois phases conduit à la définition d'un diagramme d'existence du rebond délimitant les domaines d'arrêt et de rebond de l'impactant et à l'identification de trois régimes d'impact.

Le traitement statistique des résultats de simulation par des méthodes statistiques basées sur l'inférence bayésienne permet également de définir une loi d'impact stochastique. Cette loi est représentative de la variabilité des vitesses du bloc après impact en fonction des paramètres cinématiques incidents et de l'arrangement géométrique des particules du sol au voisinage du point d'impact.

Enfin, suite à l'intégration de la loi stochastique d'impact dans le contexte de l'analyse trajectographique, une approche probabiliste globale permettant la caractérisation détaillée de l'aléa de chute de bloc ainsi que l'implantation et le dimensionnement d'ouvrages de protection est proposée.

Études expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires. Application au renforcement de sols par inclusions rigides

Bastien CHEVALIER

Thèse soutenue le 5 septembre 2008

École doctorale Mécanique et énergétique

Université Grenoble 1, Joseph Fourier, Grenoble

3S-R, Sols, Solides, Structures, Risques

sous la direction de Pascal Villard et Gaël Combe,

Université Joseph Fourier de Grenoble

Le renforcement de sols par inclusions rigides est une technique de fondation dans laquelle un matelas granulaire de transfert de charge est mis en œuvre entre l'ouvrage et le sol support. Les reports de charges se développant dans le matelas permettent d'augmenter la charge de l'ouvrage transmise au réseau d'inclusions mis en place dans le sol support. Une importante réduction des tassements peut ainsi être obtenue. L'absence de recommandations relatives au dimensionnement et à la réalisation de ce type de renforcement de sol a conduit à la mise en place du projet national ASIRI. Une des étapes essentielles à la compréhension du fonctionnement de ce type d'ouvrage réside dans les mécanismes de transfert de charge agissant dans le matelas granulaire qui demeurent mal connus et complexes. Afin d'apporter des élé-

ments de compréhension relatifs à ces mécanismes, une étude expérimentale mettant en jeu des matelas granulaires soumis à une sollicitation simplifiée a été réalisée sur modèle réduit. Dans un second temps, l'étude expérimentale a été complétée par des modélisations numériques utilisant la Méthode des Éléments Discrets. Enfin, une étude paramétrique et numérique portant sur le comportement de matelas de transfert de charge sur inclusions rigides est proposée. Elle se base sur des configurations d'ouvrages usuelles et permet d'évaluer l'influence de différentes solutions techniques sur les reports de charge.

Mots-clés : renforcement de sols par inclusions rigides, matériau granulaire, transfert de charge, méthode des éléments discrets.

Auscultation d'un versant rocheux soumis aux sollicitations thermiques naturelles. Cas des Rochers de Valabres (Alpes-Maritimes)

Cécile CLÉMENT

ANTEA-Lorraine, 1 rue du parc de Brabois
54500 Vandœuvre-lès-Nancy

Thèse soutenue le 28 octobre 2008

LAEGO-INERIS, École des Mines, Parc de Saurupt, 54042 Nancy Cedex
sous la direction de Véronique Merrien-Soukatchoff
(Veronique.Merrien@mines.inpl-nancy.fr)

Le travail présenté dans ce mémoire a porté sur l'auscultation d'un versant rocheux potentiellement instable, les Rochers de Valabres, soumis aux variations naturelles de température de surface. En effet, les variations thermiques sont supposées agir comme facteur préparatoire aux éboulements. Leur action est continue, lente et quasi-imperceptible mais le phénomène est peu exploré et rarement quantifié.

Préalablement à l'auscultation, une phase de caractérisation du versant, basée sur des relevés topographiques par lasergrammétrie, des mesures de contraintes et des essais en laboratoire, a été menée. Ces investigations ont permis d'appréhender les paramètres intrinsèques du versant et de mettre en évidence, dans la zone superficielle, un état de contraintes élevées, marqué par une forte rotation des axes principaux et influencé par la topographie et la présence d'hétérogénéités.

L'auscultation des phénomènes thermomécaniques a été réalisée par un réseau de mesures de déformations et de températures en forage. Les mesures de température ont permis d'évaluer

les apports de chaleur, en fonction du temps et de l'espace. Les mesures de déformations, bien qu'affectées par de nombreux artefacts instrumentaux, ont permis de quantifier le phénomène, à l'échelle quotidienne et annuelle, en terme de déformations, de contraintes équivalentes et de profondeurs d'influence. Afin d'explorer l'hypothèse de propagation de fissures sous contraintes d'origine thermique, une approche analytique, basée sur la mécanique de la rupture, a été mise en œuvre. Cette démarche a permis de révéler que les niveaux de contraintes / déformations mesurés sur le site étaient suffisants, sous certaines conditions et hypothèses, pour induire la propagation de fissures préexistantes.

Par conséquent, les travaux menés dans cette thèse permettent de confirmer que les phénomènes thermomécaniques constituent un facteur préparatoire non négligeable aux éboulements et peuvent contribuer à la dégradation de la matrice rocheuse et/ou des ponts rocheux par propagation de fissures préexistantes.

Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique

Bastien LE HELLO

Thèse soutenue le 26 juin 2007

École doctorale Terre, Univers, Environnement
Université Grenoble 1, Joseph Fourier
sous la direction de Pascal Villard

Les sols à faible portance posent de réels problèmes pour la construction des ouvrages de génie civil (tassements différentiels importants). Actuellement il existe de nombreuses solutions pour améliorer la qualité de ces sols dont les techniques de renforcement par pieux. Parmi ces méthodes l'une d'elles, en pleine expansion dans certains pays, consiste à ajouter au-dessus du réseau de pieux une nappe de renfort géosynthétique. Dans cette technique, les charges dues au remblai sont transmises aux pieux soit directement par le sol de remblai par report de charge, soit indirectement par l'intermédiaire de la nappe géosynthétique par effet membrane.

L'objectif de cette étude est, d'une part, de mieux comprendre le comportement de ces ouvrages pour permettre leur dimensionnement et, d'autre part, de tester un dispositif expérimental permettant de suivre dans le temps le comportement de l'ouvrage (système de mesures par fibres optiques Géodetect). Pour atteindre cet objectif, un programme de recherche regroupant des expérimentations et des modélisations numériques a été

entrepris en collaboration avec la société Tencate. Des expérimentations en vraie grandeur ont été réalisées à Kuala Lumpur en Malaisie dans des conditions spécifiques pour étudier le comportement en membrane du géosynthétique au-dessus du réseau de pieux et pour appréhender les phénomènes de report de charge.

Une modélisation originale couplant éléments finis et éléments discrets a été développée pour compléter l'étude expérimentale. L'approche continue a permis de modéliser efficacement le comportement en membrane des nappes géosynthétiques. Quant à l'approche discrète, elle a permis d'analyser les mécanismes de transfert de charge dans le remblai. La comparaison et l'analyse des résultats ont permis de mieux comprendre ces mécanismes et de mieux appréhender le dimensionnement de ces ouvrages.

Mots-clés : inclusions rigides, géosynthétique, remblai, renforcement, modélisation numérique.

Modélisation physique de la propagation d'avalanches rocheuses au moyen de matériaux granulaires et de petites briques

Irène MANZELLA

Thèse soutenue le 29 février 2008
École polytechnique fédérale de Lausanne
sous la direction de Vincent Labiouse

Les avalanches rocheuses sont des mouvements de masses rocheuses de plus d'un million de mètres cube dont les vitesses et distance de propagation sont bien supérieures à celles observées pour des événements usuels. La recherche a pour principal objectif d'étudier les mécanismes de propagation de tels événements exceptionnels et d'identifier les paramètres influençant les caractéristiques du dépôt. A cet effet, une campagne expérimentale a été menée en lâchant d'une boîte des matériaux granulaires secs et des petites briques sur un plan incliné qui se termine par une zone d'accumulation horizontale.

Les essais ont été organisés afin de mettre en évidence l'influence sur la propagation de la masse et la morphologie du dépôt (longueur, largeur, hauteur) de divers paramètres, à savoir: la nature du matériau, la hauteur de lâcher, le volume de matériau et sa séquence de lâcher, l'inclinaison du plan ainsi que son coefficient de frottement. Avant le lâcher, les briquettes étaient tantôt déversées en vrac dans la boîte, tantôt empilées de façon ordonnée. La vitesse du front de la masse et les caractéristiques du dépôt ont été mesurées. La morphologie du dépôt final et la position de son centre de gravité ont pu être déterminées grâce à une nouvelle technique métrologique dite de projection des franges.

Une nette différence de morphologie de dépôt est notée selon que du sable ou du gravier est utilisé et selon que l'événement résulte d'un seul lâcher de grand volume (e.g. 40 litres) ou du lâcher successif de plusieurs petits volumes (e.g. 4 fois 10 litres). Les dépôts obtenus avec le gravier ainsi que l'influence de la séquence de rupture sont conformes à des observations *in situ*.

Une analyse soignée de la vitesse du front a mis en évidence un transfert de quantité de mouvement entre les parties arrière et avant de la masse lors du ralentissement dans la zone d'accumulation. Plus le volume de la masse est grand, plus ce transfert de quantité de mouvement est important et dès lors plus longue est la propagation du front.

Lors des essais menés avec des briques empilées, la masse reste relativement structurée sur le plan incliné et la dissipation d'énergie se fait principalement par frottement à la base. Ensuite, lors de la transition brusque avec le plan horizontal, la masse perd sa structure initiale, ce qui induit une perte d'énergie complémentaire par frottement et par chocs en son sein. Au cours des essais avec des matériaux disposés en vrac, l'énergie est dissipée par frottement à la base et au sein de la masse dès le début de la propagation.

Stabilité des pentes et saturation partielle. Étude expérimentale et modélisation numérique

Jean-Pierre MASEKANYA

Professeur à l'Université du Burundi, Bujumbura

Thèse soutenue le 17 juin 2008
sous la direction de Robert Charlier

Université de Liège (ULg)

Bât. B52/3 - ArGenCo

Géomécanique et Géologie de l'ingénieur

Chemin des Chevreuils, 1

4000 Liège 1 - Belgium

(Robert.Charlier@ULg.ac.be)

Thèse disponible sur Internet à l'adresse :

<http://bictel.ulg.ac.be/ETD-db/collection/available/ULgetd-06062008-160721/>

Les paramètres de résistance au cisaillement des sols saturés sont souvent utilisés pour les analyses de stabilité de pentes. Dans les couches de sol situées au-dessus de la nappe, les pressions interstitielles de l'eau sont négatives et l'effet de la succion est généralement négligé. Cette hypothèse est-elle raisonnable lorsque la majeure partie de la surface de glissement est au-dessus du niveau de la nappe? Notre travail tient compte des développements récents dans les procédures expérimentales et les approches théoriques. Ces recherches mettent en évidence certains aspects du comportement d'un sol non saturé et les effets de la succion sur la stabilité des pentes.

Dans la partie expérimentale de ce travail, nous avons testé un limon d'Awans, un matériau naturel représentatif des sols de la région de Hesbaye (Belgique). Nous l'avons d'abord étudié en conditions saturées afin d'avoir un état de référence. Ensuite, des essais œdométriques et triaxiaux à succion ou à teneur en eau contrôlée ainsi que les essais de mesure de succion nous ont permis de mettre en évidence certains comportements hydromécaniques du matériau en conditions non saturées. Des essais œdométriques à succion contrôlée par la méthode osmotique ont

montré que la succion rend le matériau plus rigide et accroît sa surface de plasticité. L'évaluation de la résistance au cisaillement a été faite de deux manières. D'une part, en réalisant des essais triaxiaux à surpression d'air, une méthode assez complexe et qui dure longtemps. D'autre part, des essais triaxiaux non consolidés et non drainés UU qui sont nettement plus simples et plus rapides à réaliser, mais moins précis. D'une façon générale, les deux méthodes ont montré que la succion favorise le drainage du sol. Cet état s'accompagne d'une augmentation de la résistance au cisaillement du matériau via la « cohésion capillaire ».

Dans la partie numérique de ce travail, nous avons étudié deux cas afin de montrer l'effet de la succion sur la stabilité des pentes. Pour cela, nous avons développé des outils numériques qui offrent la possibilité de prendre en compte la succion. Pour le calcul de la stabilité, nous avons utilisé la méthode appelée « c-réduction » du code éléments finis LAGAMINE et nous l'avons comparée aux méthodes de calcul classiques. Les applications ont montré que la prise en compte de la succion dans le calcul de stabilité des pentes conduit à une augmentation du coefficient de sécurité.

Étude expérimentale de la loi d'écoulement de matériaux anisotropes transverses

Thanh Loc NGUYEN

Docteur de l'École nationale des ponts et chaussées, spécialité : géotechnique

Thèse soutenue à Champs-sur-Marne, le 30 septembre 2008
sous la direction de Philippe Mestat (LCPC)

L'anisotropie est une caractéristique du comportement mécanique des sols dont l'existence est bien connue dans le cas des sols surconsolidés ou déposés par couches au cours de leur formation. Généralement, cette caractéristique est négligée dans les projets et ignorée lors des études en laboratoire. L'hypothèse du comportement isotrope des sols est ainsi très largement utilisée en pratique pour des raisons de simplification des calculs et de facilité de dimensionnement des ouvrages. L'emploi des lois de comportement isotrope pour un matériau anisotrope ou la non-prise en compte de l'anisotropie dans les calculs des massifs de sols entraîne une mauvaise appréciation de la stabilité des ouvrages en service.

Une démarche d'observation et de mise en évidence de l'anisotropie a donc été mise en œuvre durant ce travail afin de cerner l'influence de ce phénomène. Nous avons étudié à ces fins deux types principaux d'anisotropie des sols :

- l'anisotropie induite, cas des sols « homogènes » ayant un comportement anisotrope, due à des surcharges historiques ;
- l'anisotropie inhérente, cas de l'anisotropie structurelle des sols.

Nous avons suivi un programme expérimental s'appuyant sur une étude en laboratoire d'éprouvettes de sol reconstitué qui n'étaient pas destinées à simuler un sol naturel précis mais à présenter une forte anisotropie afin que l'on puisse l'observer sans

équivoque. Nous avons voulu simplement créer un comportement de référence pour les sols anisotropes et étudier leur comportement anisotrope.

Le travail a consisté à étudier en laboratoire le comportement de sols à anisotropie matérielle ou de chargement sous chemins de sollicitation triaxiaux pour caractériser :

- l'évolution du domaine élastique des petites aux grandes déformations ;
- l'apparition de la plasticité lors de l'atteinte de la surface de charge ;
- la loi d'écoulement expérimentale.

La forme de la surface de charge et l'influence de l'anisotropie transverse sur la loi d'écoulement sont en effet des éléments importants du comportement du sol à proximité des ouvrages de génie civil tels que les parois de soutènement, les fondations ou les tunnels.

Une des retombées du travail expérimental a été de tester des modèles de comportement utilisés classiquement pour ces types de sollicitations, dans les outils de calcul comme la modélisation des ouvrages par éléments finis.

Mots-clés : mécanique des sols, rhéologie, anisotropie, élasticité.

Étude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels

Phuong Thao Nguyen PHAM

Docteur de l'École nationale des ponts et chaussées, spécialité : géotechnique

Thèse soutenue à Champs-sur-Marne, le 18 janvier 2008
sous la direction de Jean-Pierre Magnan (LCPC)

Les développements récents du génie civil créent de multiples problèmes d'interaction entre structures et sols. La compréhension du comportement des sols et des ouvrages et de leurs interactions joue donc un rôle croissant et important dans les études géotechniques. Cela suppose une estimation fiable et pertinente des caractéristiques de déformation et de résistance des sols. La détermination des paramètres mécaniques, notamment modules de déformation des sols et la connaissance de leur évolution des petites aux grandes déformations, et de leur variation suivant les chemins de contraintes deviennent donc des enjeux importants. Pour l'obtention de valeurs appropriées des paramètres caractérisant la rupture et la déformabilité, deux voies actuellement sont offertes :

- le prélèvement d'éprouvettes « intactes » et l'exécution d'essais sophistiqués en laboratoire ;
- les essais sur le sol en place, plus ou moins rustiques.

Ce mémoire de thèse expose une étude du comportement d'un sol argileux naturel prélevé sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts en combinant différents types de chargement aptes à explorer le domaine des petites déformations au moyen d'essais au laboratoire et *in situ*. L'idée est de réaliser des essais en laboratoire à l'aide d'appareils tels que l'œdomètre, l'appareil triaxial de précision avec système de mesure locale, les capteurs piézo-électriques et la colonne résonnante et les essais en place en utilisant des matériels innovants comme le pressiomètre autoforeur (PAF 2000), le triaxial *in situ* (TIS) et le système de tubage auto-foré (STAF).

Le programme d'essais en laboratoire a permis de déterminer la forme de la surface de charge et le comportement des sols lorsque le chemin de contraintes atteint cette surface, à analyser l'évolution des surfaces de charge en fonction de l'histoire de chargement du matériau et de la procédure d'essai ainsi la variation des modules de déformation en fonction du niveau des déformations, de la profondeur et du chemin de contraintes.

Lors des essais réalisés en place, le pressiomètre autoforeur de nouvelle génération (PAF 2000), équipé de palpeurs et de géophones, a permis de déterminer un profil continu de modules de déformation des très petites déformations aux grandes déformations. Le triaxial *in situ* (TIS) a essayé de recréer *in situ* les conditions aux limites maîtrisées d'un essai triaxial de laboratoire et de réaliser des essais triaxiaux.

Ce mémoire présente également une synthèse des données collectées avec différents types d'essais de laboratoire et en place des méthodes d'essais adaptés pour tester les différentes échelles de déformations ainsi que l'évolution des modules de déformation.

Mots-clés : mécanique des sols, rhéologie, essai triaxial, piézo-électriques, colonne résonnante, œdomètre, pressiomètre autoforeur, triaxial *in situ*, surface de charge, chemin de contraintes, petites déformations, modules de déformation.

Érosion et dispersion des sols argileux par un fluide

Tuan Long PHAM

Docteur de l'École nationale des ponts et chaussées, spécialité : géotechnique

Thèse soutenue à Champs-sur-Marne, le 29 septembre 2008
sous la direction de Jeanne-Sylvine Guédon (LCPC)

Les ouvrages en terre des infrastructures linéaires de transport peuvent être sollicités par des événements climatiques exceptionnels générant une élévation du niveau des eaux. Le passage d'une crue s'accompagne normalement d'érosions latérales dues au courant affectant en premier lieu les talus des remblais. Nous nous intéresserons ici plus particulièrement aux conséquences de la mise en charge des remblais voire de la surverse lorsque le niveau des eaux dépasse les remblais, entraînant une rupture progressive causée par un phénomène d'érosion externe ou interne.

Le présent travail étudie la caractérisation des processus du phénomène d'érosion et de dispersion des sols argileux. Premièrement, l'érosion du sol a été étudiée par le dispositif d'érodimètre à jets mobiles (EJM) du Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC). Ce type d'essai permet de caractériser de manière simple la sensibilité à l'érosion de différentes textures de sol aussi bien au laboratoire que sur le terrain. Deuxièmement, cette étude a été poursuivie par des essais d'érosion de trou à l'aide d'un dispositif de *Hole Erosion Test* (HET), conçu et développé au LCPC.

Pour différentes textures de sol, l'évolution du taux d'érosion en fonction de la contrainte de cisaillement à l'interface sol-fluide est évaluée et l'érosion interne est caractérisée à l'aide d'une loi d'érosion semi-empirique. Cette étude expérimentale a été complétée par des observations de la surface du sol avant et après érosion avec un microscope électronique à balayage environnemental (MEBE). Troisièmement, la dispersion du sol a été étudiée par le nouvel essai d'émiettage (*Crumb Test* amélioré). L'amélioration de l'essai normalisé par l'ASTM aux résultats principalement qualitatifs nous a permis d'accéder à des mesures quantitatives. Les mesures du potentiel zéta avec la zétamètre sont des apports complémentaires dans la description de la dispersion. Finalement, la comparaison des différents essais d'érosion et de dispersion a été abordée, les tendances similaires observées nous permettent d'évaluer le phénomène d'érosion de manière globale.

Mots-clés : érosion, dispersion du sol, contrainte de cisaillement critique, loi d'érosion, érodimètre à jets, essai de trou, essai d'émiettage.

Modélisation du comportement mécanique d'un matériau granulaire composite par la méthode des éléments discrets

Christophe SALOT

Thèse soutenue le 30 novembre 2007

École doctorale Terre, Univers, Environnement

Laboratoire Sols, Solides, Structures, Risques (3S-R)

Université Grenoble 1, Joseph Fourier

sous la direction de Pascal Villard et Philippe Gotteland

Les matériaux granulaires composites sont fréquemment utilisés dans les ouvrages géotechniques. Ces matériaux, composés de constituants de natures et de tailles différentes, ont une rhéologie complexe difficile à appréhender expérimentalement. Un modèle numérique tridimensionnel basé sur la méthode des éléments discrets est développé et une démarche spécifique est proposée afin de simuler le comportement mécanique de ces matériaux sous sollicitation triaxiale.

Le modèle repose sur l'utilisation d'éléments discrets de formes simples non convexes et sur une procédure de calibration

des paramètres. Il a été validé par des essais expérimentaux réalisés pour diverses densités sur des matériaux granulaires homogènes. Le modèle est appliqué aux mélanges sable - gravier et sable - pastilles de pneu pour diverses proportions et comparé à des résultats expérimentaux. L'influence de la forme et de la taille relative des éléments est discutée.

Mots-clés : modélisation numérique, éléments discrets, milieux granulaires, géomatériaux, composites, essais triaxiaux, comportement macroscopique.

Analyse des pathologies et du comportement à long terme des tunnels des routes nationales suisses

Federica SANDRONE

Thèse soutenue le 8 février 2008

Laboratoire de Mécanique des Roches
École polytechnique fédérale de Lausanne
sous la direction de Vincent Labiouse

La thèse, soutenue par l'Office fédéral des routes (OFROU), traite du comportement à long terme des tunnels autoroutiers suisses. Elle s'intéresse aux mécanismes de dégradation qui affectent le revêtement et le massif rocheux. Les processus ont été regroupés en trois classes principales selon le type et les effets : vieillissement, détérioration et autres processus mécaniques.

Une base de données a été élaborée. Hormis des informations générales, la base de données recueille des informations techniques, des données sur la construction, et des résultats d'inspections des tunnels. Des informations géologiques et hydrogéologiques ainsi que les conditions d'exploitation (trafic, sels de déverglaçage) ont été intégrées à l'aide d'outils SIG.

Une analyse fouillée des données (analyse des correspondances) a permis d'identifier des désordres typiques affectant les tunnels des routes nationales suisses. Tant le potentiel de dégradation, dû aux conditions initiales du tunnel, que le taux de dégradation, dû aux conditions d'exploitation, ont été étudiés. A titre d'exemple, il a été possible de souligner comment :

- des flux importants de trafic, combinés à l'utilisation de sels de déverglaçage peuvent être particulièrement agressifs pour le béton du revêtement. L'altération et la corrosion du revêtement liées à l'action des sels de déverglaçage affectent principalement les parties inférieures des parois ;

- la composition chimique de l'eau du massif, en l'absence de système d'étanchéité, la faible qualité des matériaux de construction et l'atmosphère agressive à l'intérieur du tunnel accélèrent le processus d'altération en causant des efflorescences et la corrosion du béton (attaque par des sulfates, lessivage du calcium) qui affectent en particulier la voûte.

Divers processus différés de dégradation ont été modélisés dans le cadre de la méthode convergence-confinement et les résultats analysés en termes de facteur de sécurité. En raison des hypothèses restrictives sur lesquelles est basée la méthode, le but n'est pas de remplacer une analyse de stabilité détaillée mais d'identifier les principaux facteurs impliqués dans le changement des conditions d'équilibre dû aux processus de dégradation.

Les résultats montrent l'importance d'une caractérisation détaillée des tunnels afin d'obtenir un diagnostic complet des processus de dégradation qui affectent le massif rocheux et le revêtement. Une bonne connaissance et prise en compte de ces pathologies différées sont indispensables pour prédire correctement le comportement à long terme des ouvrages.

Modélisation micromécanique des milieux granulaires partiellement saturés

Luc SCHOLTES

Thèse soutenue le 2 décembre 2008

Institut polytechnique de Grenoble
sous la direction de Félix Darve (IPG) et Bruno Chareyre (IPG)

L'étude des sols non saturés, et plus généralement des milieux granulaires multiphasiques, a été principalement traitée dans le cadre de la mécanique des milieux continus. Le comportement de ces matériaux trouvant son origine à l'échelle des particules, nous en proposons une analyse micromécanique, basée sur des simulations numériques utilisant la méthode des éléments Discrets. Pour les faibles teneurs en eau, l'eau se concentre sous la forme de ponts liquides intergranulaires dont les propriétés en terme de force et de volume de liquide peuvent être interprétées à travers la théorie de la capillarité. En partant de la description des effets microscopiques de la capillarité, un modèle discret tridimensionnel a été développé. Les propriétés macroscopiques des milieux granulaires faiblement saturés sont ainsi investiguées, aussi bien en terme de rétention d'eau, que de résistance au cisaillement, au travers d'essais réalisés sur des assemblages de grains numé-

riques. En complément d'analyse, les techniques de l'homogénéisation sont mises en œuvre. Les analyses permettent de mettre en évidence l'importance de la distribution du liquide au sein du milieu, ainsi que le caractère tensoriel des contraintes mécaniques associées aux forces capillaires. La texture du liquide est étudiée, et l'existence d'une contrainte effective est discutée sur des bases microstructurelles. Finalement, une approche est proposée pour simuler l'effondrement au remouillage, caractéristique de la transition d'un état partiellement saturé à un état complètement saturé.

Mots-clés : matériaux granulaires, état non saturé/polyphasique, capillarité, micromécanique, méthode des éléments discrets, contrainte effective, microstructure, effondrement au remouillage.

Modes de déformation et d'endommagement de roches argileuses profondes sous sollicitations hydro-mécaniques

Frédéric VALÈS
37, rue Maurice-Ripoche 75014 Paris

Thèse soutenue le 1^{er} décembre 2008
École doctorale de l'Ecole Polytechnique
sous la direction de Nguyen Minh Duc et Bornert Michel
(duc@lms.polytechnique) (bornert@lms.polytechnique.fr)

Le comportement hydro-mécanique des roches argileuses indurées étudiées par l'ANDRA, pour la faisabilité de l'enfouissement des déchets radioactifs, est identifié expérimentalement à différentes échelles complémentaires dans le but de fournir des éléments pour l'élaboration future de modèles micromécaniques. La localisation spatiale et temporelle des déformations et de l'endommagement est analysée par des mesures de champs (corrélation d'images numériques) et par l'enregistrement d'émissions acoustiques.

Les évolutions de la roche au cours des succions sont revisitées de par les apports des observations de la microstructure et des mesures locales de déformations associées aux évolutions de masse. Aux faibles humidités, la perte d'eau induit de la contraction avec refermeture des fissures existantes.

Pour les fortes humidités, du gonflement est associé à de la prise d'eau. L'ouverture des fissures existantes et la création d'un nouveau réseau de fissures (de taille millimétrique et d'ouverture

de la dizaine de micromètres) contribuent au gonflement apparent observé.

Les caractéristiques mécaniques apparaissent dépendantes de la microstructure initiale de la roche (argilosité) et de la microstructure induite par les transferts hydriques (fissuration hydrique). Les états secs présentent des déformations réparties de façon homogène à l'échelle macroscopique et en lien avec la nature hétérogène des phases minérales à l'échelle locale. A cette échelle, la déformabilité est maximale pour les zones à prédominance argileuse. Pour les états humides, aussi bien globalement que localement, la distribution des déformations est hétérogène, dictée à la fois par la microstructure composite de la roche et par la présence du réseau de fissures hydriques.

Mots-clés : comportement hydro-mécanique, localisation des déformations, endommagement, multi-échelle, hétérogénéités, argilite, corrélation d'images numériques, émission acoustique.

INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Le projet d'article sera envoyé en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Philippe MESTAT
LCPC
58 boulevard Lefebvre
75735 Paris CEDEX 15

Frédéric Pellet
L3S – Univ. Joseph Fourier
Domaine universitaire
BP n° 53
38041 Grenoble CEDEX 9

Denis FABRE
CNAM
2, rue Conté
75141 Paris CEDEX 3

Un projet d'article sera composé sous **Word**, présenté en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Un projet d'article (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; Un projet de *notes techniques*, une dizaine de pages.

La **première page** comprendra le titre en français et en *anglais*, les noms, prénoms, organismes, adresses, des auteurs et les numéros de téléphone, fax et l'adresse électronique de l'auteur correspondant.

Les résumés, ainsi qu'une liste de **mots-clés** (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais*, les résumés n'excédant pas *200 mots*.

Les **graphiques** devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les **titres** des figures devront être fournis en français et en *anglais*.

Les **photographies** devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin).*

Les **tableaux** pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en *anglais*.

Les **équations** seront numérotées entre parenthèses après l'équation. On utilisera les **unités SI**.

Les **références bibliographiques** citées dans le texte seront du type (Baguelin et Jézéquel, 1978), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.*, 1988) pour plusieurs auteurs.

La **bibliographie**, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

- pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;
- pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;
- pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Baguelin F., Jézéquel J.F. - *The pressuremeter and foundation engineering*. Series on rock and soil mechanics, vol. 2, n° 4, Trans-tech Publications, 1978.

Wastiaux M. Ducroq J., Corbetta F. - Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama. *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

* Il est rappelé que les figures et photos sont imprimés en noir et blanc : l'usage de la couleur n'est donc pas recommandé.

