

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE
MÉCANIQUE DES SOLS
MÉCANIQUE DES ROCHES
GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

N° 143

38 €

2^e TRIMESTRE 2013

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

Sommaire



REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 143
2^e trimestre 2013

Analyse des rôles de la microstructure et de la composition minéralogique de trois sols argileux du bassin de Paris sur leur sensibilité au retrait-gonflement

T.D. TRAN, M. AUDIGUIER, R. COJEAN

3

Évaluation du risque de liquéfaction de la fondation d'un barrage en terre à partir d'essais *in situ*

M.R. EL OUNI, I. GUETTAYA, O. PLE

11

Réflexions et propositions pour le calcul optimisé des parois clouées

M. FAVRE, E. VERMOOTE, D. FUENTES

25

Comportement d'un massif renforcé par inclusions rigides verticales à inertie variable

D. DIAS, J. GRIPPON

39

Note technique

L'observation et l'expérience

P. HABIB

49

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 : Bruno BIEDER

Rédacteur en chef : Philippe MESTAT (IFSTTAR)

Co-rédacteurs en chef : Denis FABRE (CNAM), Frédéric PELLET (INSA, Lyon)

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 2013 (numéros 142-145) franco : 140 €

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 des Ponts et chaussées

15, rue de la Fontaine-au-Roi, 75127 Paris Cedex 11 – Tél. : 01 44 58 27 40

presses.ponts@mail.enpc.fr

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

N° d'imprimeur : 165015. Dépôt légal : juillet 2014

T.D. TRAN
M. AUDIGUIER
R. COJEAN

Centre de Géosciences
MINES ParisTech
35, rue Saint-Honoré
77305 Fontainebleau
(France)

Analyse des rôles de la microstructure et de la composition minéralogique de trois sols argileux du bassin de Paris sur leur sensibilité au retrait-gonflement

Résumé

En France, depuis 1976, des périodes de sécheresse prolongée, associées à des déficits hydriques importants, ont mis en évidence une grande vulnérabilité des maisons individuelles fondées sur des sols argileux. Cet article présente les caractéristiques minéralogiques, microstructurales et géotechniques de trois formations argileuses du bassin de Paris, sensibles aux processus de retrait-gonflement. Les Argiles Plastiques (AP) du Sparnacien, non carbonatées, sont comparées aux Argiles Vertes de Romainville (AVR) du Rupélien et aux Marnes Bleues d'Argenteuil (MBA) du Ludien. Les contributions de la composition minéralogique et de la microstructure sur leur sensibilité au retrait-gonflement sont étudiées, en particulier en comparant des matériaux intacts et des matériaux remaniés au laboratoire.

Mots-clés : argile, retrait, gonflement, Argiles Plastiques du Sparnacien, Argiles Vertes de Romainville, Marnes Bleues d'Argenteuil.

Analysis of the roles of microstructure and mineralogical composition of three clayey soils in the Paris basin on their sensitivity to the shrinkage-swelling

Abstract

In France since 1976, periods of prolonged droughts, associated to significant water deficits, showed a high vulnerability of houses founded on clayey soils. This paper presents the mineralogical, microstructural and geotechnical characteristics of three clayey formations of the Paris basin, sensitive to shrink/swell processes. The Plastic Clays (AP) of Sparnacian age are not carbonated. They are compared to the Green Clays of Romainville (AVR) of Rupelian age and the Blue Marls of Argenteuil (MBA) of Ludian age. The respective contributions of the mineralogical composition and microstructure on their sensitivity to shrinkage and swelling are highlighted, especially when comparing intact materials and remoulded materials in the laboratory.

Key words: clay, shrinkage, swelling, Plastic Clays of Sparnacian, Green Clays of Romainville, Blue Marls of Argenteuil.

Introduction⁽¹⁾

Récemment, de nombreux chercheurs qui étudient des argiles à l'état naturel ainsi qu'à l'état compacté ont réalisé des études microstructurales cherchant à préciser par les techniques de microscopie électronique et porosimétrie au mercure l'arrangement des particules, des agrégats et la distribution de rayon des pores (Delage et Lefebvre, 1984 ; Delage et al., 1996). Ces études sur la microstructure du sol peuvent expliquer en partie leur comportement macroscopique et leurs propriétés physiques, comme cela a été montré dans la synthèse de Romero et Simms (2008).

Barden (1973), Collins *et al.* (1973), Tovey (1973) ont été les pionniers qui ont travaillé sur la microstructure des argiles gonflantes. Depuis lors, beaucoup d'études sur la microstructure des sols ont été réalisées (Romero et Simms, 2008). Dans les études microstructurales des sols non saturés, plus d'attention a été portée aux sols compactés qu'aux sols intacts. Il y a eu des tentatives de lier la microstructure des sols compactés avec leurs propriétés géotechniques. Par exemple, les caractéristiques de microstructure des sols compactés ont été utilisées pour expliquer les variations de volume dues à la compression œdométrique, ou dues à des compactages dynamiques (Ahmed *et al.*, 1974) ou pour prévoir les propriétés de rétention d'eau (Simms et Yanful, 2002 ; Cui *et al.*, 2002 ; Cuisinier et Laloui, 2004). En outre, les relations entre les caractéristiques de microstructure et les propriétés principales d'un sol compacté telles que la résistance, la compressibilité et la perméabilité ont également été étudiées dans les travaux de Tessier *et al.* (1992) et Delage *et al.* (1996). Récemment, les argiles gonflantes naturelles ont été étudiées à nouveau en raison de la prise en compte croissante du risque de sécheresse dans le dimensionnement des fondations sur sols argileux (Audiguier *et al.*, 2008).

Cet article a pour but d'étudier la microstructure de sols argileux en utilisant les techniques de porosimétrie au mercure et de microscopie électronique à balayage

(MEB) avec l'objectif de relier des caractéristiques de microstructure à des paramètres géotechniques. Les Argiles Plastiques (AP) du Sparnacien sont étudiées et comparées aux Argiles Vertes de Romainville (AVR) du Rupélien et aux Marnes Bleues d'Argenteuil (MBA) du Ludien, formations géologiques étudiées antérieurement dans les travaux de Audiguier *et al.*, 2008. On cherche à mettre en évidence les contributions respectives de la composition minéralogique et de la microstructure sur la sensibilité au retrait-gonflement de ces sols argileux.

Matériaux étudiés

Les Argiles Plastiques (AP) du Sparnacien ont été prélevées à Angervilliers (Essonne, Île-de-France). Trois niveaux sont analysés : un niveau supérieur (APS), un niveau moyen (APM) et un niveau inférieur (API). Ils sont différenciés par leur teneur en argiles et les proportions des différents minéraux argileux. Les résultats des caractérisations minéralogiques et géotechniques de ces sols sont présentés (Tableau I).

Caractérisation minéralogique

Les compositions minéralogiques des trois niveaux d'AP sont très proches (Tableau I).

L'analyse des résultats concernant les trois niveaux d'Argiles Plastiques (AP) conduit aux conclusions suivantes :

- la proportion de quartz diminue avec la profondeur. Elle est de 37 % pour APS, de 34 % pour APM et de 19 % pour API ;
- les trois niveaux sont non carbonatés ;
- les minéraux argileux sont représentés par de la kaolinite, de l'illite et des interstratifiés illite-smectite en

TABLEAU I Analyse minéralogique des sols étudiés.
Mineralogical analysis of soils studied.

Composition minéralogique déterminée sur matériau total (lames de poudres ou mesures spécifiques)	APS	APM	API	AVR*	MBA-1*	MBA-2*
Carbonates	0 %	0 %	0 %	10 %	27 %	58 %
Calcite	–	–	–	–	+++	++++
Dolomite	–	–	–	++	–	–
Quartz	37 %	34 %	19 %	30-40 %	23 %	< 15 %
Oxydes de Ti	+	+	+	–	–	–
Oxydes de fer	–	+	–	–	–	–
Feldspaths	–	–	–	< 5 %	–	–
Minéraux argileux	62 %	61 %	79 %	30-50 %	40-60 %	20-40 %
Minéraux argileux déterminés sur < 2 µm (lames d'argiles)						
Illite	+	+	++	+++	+++	++
Kaolinite	+++	+++	++	++	+	–
Interstratifiés Illite-Smectite ou Smectites	+	+	++	++	+++	++
Argiles fibreuses	–	–	–	–	–	++

* Audiguier *et al.*, 2008.

++++ : très abondant, +++ : abondant, ++ : moyennement abondant, + : peu abondant, – : non décelé ou traces.

⁽¹⁾ Une version de cet article, moins complète, a été présentée aux JNGG 2012.

proportions égales dans API, alors que la kaolinite est majoritaire dans APS et APM.

La comparaison avec les Argiles Vertes de Romainville (AVR) et les Marnes Bleues d'Argenteuil (MBA) met en évidence des différences majeures avec ces formations :

- absence de carbonates dans AP alors qu'ils sont abondants à très abondants dans AVR et MBA ;
- abondance de kaolinite dans APS et APM par rapport aux autres formations ;
- proportion d'interstratifiés illite-smectite moins importante dans APS et APM.

2.2

Caractérisation géotechnique

Les remarques suivantes peuvent être tirées de l'analyse du tableau II :

- pour les Argiles Plastiques (AP), l'indice de plasticité, la teneur en fines et la valeur de bleu augmentent avec la profondeur ;
- dans APS, la présence de kaolinite représentée par des particules pouvant atteindre 5 à 10 µm explique que le pourcentage de minéraux argileux (62 %) soit plus grand que le pourcentage des particules de diamètre inférieur à 2 µm (56 %).

La comparaison avec les Argiles Vertes de Romainville (AVR) et les Marnes Bleues d'Argenteuil (MBA) met en évidence une densité plus forte (Tableau III) pour les Argiles Plastiques (AP) et des valeurs de bleu significativement plus faibles.

3

Techniques expérimentales pour l'étude de l'aptitude au gonflement

L'aptitude au gonflement des argiles a été étudiée à partir d'essais de gonflement libre à l'œdomètre suivant la norme ASTM D 4546-85, méthode A (1986), sur des échantillons naturels et des échantillons remaniés au laboratoire. Le remaniement est analogue à celui réalisé pour les limites de liquidité, suivi d'un séchage jusqu'à la teneur en eau correspondant à celle du matériau intact.

La microstructure des matériaux dans l'état intact ou remanié, à teneur en eau naturelle ou après gonflement, a été analysée à partir d'échantillons lyophilisés, qualitativement par observation au microscope électronique à balayage (MEB) et quantitativement par porosimétrie au mercure (Delage et Lefebvre, 1984 ; Delage *et al.*, 1996 ; Audiguier *et al.*, 2007).

4

Résultats et discussions

4.1

Analyse des potentiels de gonflement

Les résultats de l'analyse des potentiels de gonflement (Tableau III) montrent que les taux de gonflement sont différents entre les niveaux d'AP mais aussi

TABLEAU II Caractéristiques physiques et géotechniques des sols étudiés.
Physical and geotechnical parameters of soils studied.

	APS	APM	API	AVR*	MBA-1*	MBA-2*
Teneur en eau naturelle moyenne (%)	20	23	20	30	33	30
Porosité (%)	33	40	37	42	45	40
Limite de liquidité (%)	46	63	69	75	89	63
Indice de plasticité (%)	21	36	37	35	47	35
Indice de retrait (%)	30	47	56	59	68	47
Fraction fine < 2 µm (%)	56	62	87	78	78	82
Valeur de bleu (g/100 g)	2,6	4,4	5,9	9,3	9,7	5,4

* Audiguier *et al.*, 2008.

TABLEAU III Gonflement libre des sols étudiés.
Free swell of soils studied.

Formation	APS	APM	API	AVR*	MBA-1*	MBA-2*
Échantillons intacts						
Taux de gonflement libre (%)	4	8,5	10,5	16	4	1,5
Teneur en eau avant le gonflement (%)	20	20	21	25	32	23
Poids volumique sec avant de gonflement (kN/m ³)	17	17	17	15	14	16
Échantillons remaniés						
Taux de gonflement libre (%)	13	21	19	32	26	15
Teneur en eau avant le gonflement (%)	20	21	21	27	34	24
Poids volumique sec avant de gonflement (kN/m ³)	16	16	16	15	15	16

* Audiguier *et al.*, 2008.

entre l'état intact et l'état remanié d'un même niveau, à teneurs en eau de départ voisines. Ce phénomène présente une analogie avec ce qui a été observé pour les formations AVR et MBA.

Pour une teneur en eau équivalente, le taux de gonflement d'APS passe de 4 % à 13 % entre l'état intact et l'état remanié, celui d'APM passe de 8,5 % à 21 % et celui d'API passe de 10,5 % à 19 %. APM et API ont des taux de gonflement voisins et supérieurs à celui d'APS. Plus que la forte proportion en quartz dans APS, c'est certainement la disposition de ces quartz observée au MEB (Fig. 2) et la microstructure correspondante qui sont à l'origine d'une plus faible sensibilité au gonflement concernant APS à l'état intact, comparée à celle d'APM et API.

Par comparaison, AVR est également plus sensible au gonflement à l'état remanié qu'à l'état intact et son taux de gonflement est supérieur à celui de MBA. Les échantillons de MBA sont d'autant moins sensibles au gonflement à l'état intact que la teneur en carbonate est élevée (Audiguier et al., 2008). Comme les carbonates dans MBA, la proportion de quartz et leur arrangement dans les trois niveaux d'AP jouent un rôle dans l'aptitude au retrait-gonflement, en rigidifiant quelque peu l'édifice microstructural.

Bien que les échantillons des trois niveaux d'AP intacts soient plus denses et leurs teneurs en eau plus faibles que celles des échantillons d'AVR et de MBA, leurs potentiels de gonflement sont plus faibles. La proportion plus faible d'interstratifiés illite-smectite (minéraux argileux gonflants) et la forte proportion de kaolinite (minéral argileux non gonflant) expliquent en partie un pouvoir de gonflement plus faible pour les trois niveaux d'AP que pour ceux d'AVR et MBA.

4.2

Analyse et observation des microstructures

Les résultats des essais porosimétriques des échantillons d'APS, APM et API sont regroupés dans le tableau IV.

Les échantillons séchés à l'étuve (APS, APM et API) présentent une distribution unimodale des rayons d'accès de pores centrée sur 25 nm pour APS, 20 nm pour APM et 7 nm pour API, prolongée vers les faibles

rayons par une queue de distribution dénotant ainsi une porosité inter-particulaire non accessible par la porosimétrie au mercure. Cette courbe est caractéristique d'une structure matricielle argileuse compacte (Audiguier et Delage, 1987).

Les trois niveaux d'AP, se différenciant par leurs compositions minéralogiques et leurs microstructures, ne présentent pas le même comportement vis-à-vis du gonflement.

Les remarques suivantes peuvent être tirées de l'analyse du tableau IV :

- à l'état intact (état initial), APS (Fig. 1a) et API (Fig. 1c) présentent une distribution bimodale avec deux familles de pores tandis que APM (Fig. 1b) présente une distribution unimodale ;

- à l'état remanié (état initial), les trois niveaux présentent une distribution de pores similaire ou quasi similaire à celle des échantillons intacts, mais avec une augmentation du volume poreux total résultant du remaniement ;

- après gonflement, le volume poreux de l'échantillon APS intact ne varie quasiment pas. Mais le rayon moyen de la famille de macropores passe de 90 nm à 150 nm. Par contre, après gonflement, l'échantillon APS remanié augmente nettement de volume (20 %) et on observe que le rayon moyen de la famille de macropores passe de 90 nm à 400 nm (Fig. 1a). Pour l'échantillon APM intact ou remanié, le gonflement fait apparaître une nouvelle famille de pores (macropores de rayons 150 nm pour APM intact et 300 nm pour APM remanié) (Fig. 1b). Dans le cas d'API, le gonflement conduit à une forte augmentation des rayons de la famille de macropores préexistante (passant de 400 nm à 1 500 nm pour API intact et de 500 nm à 1 700 nm pour API remanié) (Fig. 1c) ;

- après gonflement, les trois niveaux, intacts ou remaniés, présentent une distribution bimodale avec deux familles bien individualisées. Ces courbes bimodales correspondent à une structure en agrégats.

Les observations au microscope électronique à balayage des états intact et remanié, avant et après gonflement, illustrent les résultats obtenus en porosimétrie au mercure.

Les photos prises sur APS, à l'état intact, montrent une microstructure relativement aérée formée par des petits grains (environ 1 µm) de quartz jointifs, assem-

TABEAU IV Caractéristiques des courbes porosimétriques des sols étudiés.
Parameters of porosimetric curve of soils studied.

Formation	APS	APM	API
Échantillon intact, état initial			
Volume poreux total (mm ³ /g)	180	168	158
Rayons moyens des familles (nm)	25/90	30	7/400
après gonflement			
Volume poreux total (mm ³ /g)	182	196	232
Rayons moyens des familles (nm)	25/150	30/150	10/1 500
Échantillon remanié, état initial			
Volume poreux total (mm ³ /g)	223	191	225
Rayons moyens des familles (nm)	25/90	30	10/500
après gonflement			
Volume poreux total (mm ³ /g)	268	312	264
Rayons moyens des familles (nm)	25/400	30/300	10/1 700

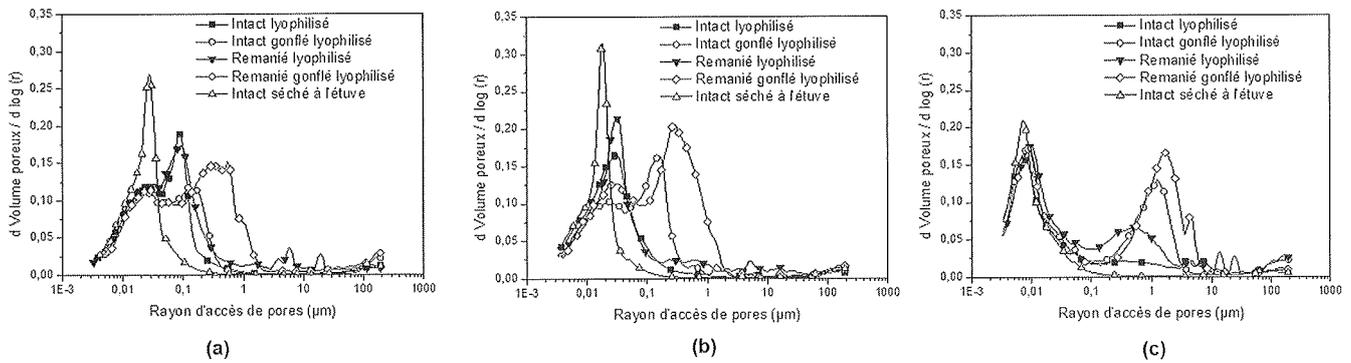


FIG. 1 Courbes porosimétriques dérivées (a : APS ; b : APM ; c : API).
Derived porosimetric curves (a : APS ; b : APM ; c : API).

blés en amas de 10 µm à 20 µm qui contribuent à rigidifier quelque peu le squelette du matériau. Ces amas sont reliés entre eux par des agrégats argileux (Fig. 2a). Cette structure ressemble à la structure de MBA où la calcite est remplacée par le quartz (Audiguier et al., 2008). Cette microstructure subit peu de changement au cours du gonflement (Fig. 2b).

L'échantillon remanié, avant gonflement, présente une microstructure où des amas de grains coexistent avec des grains isolés. Cette microstructure est peu différente de celle de l'échantillon intact. Au cours du gonflement un réseau poreux bidimensionnel (aspect de fissure) apparaît, responsable de la famille de macropores mesurée en porosimétrie au mercure.

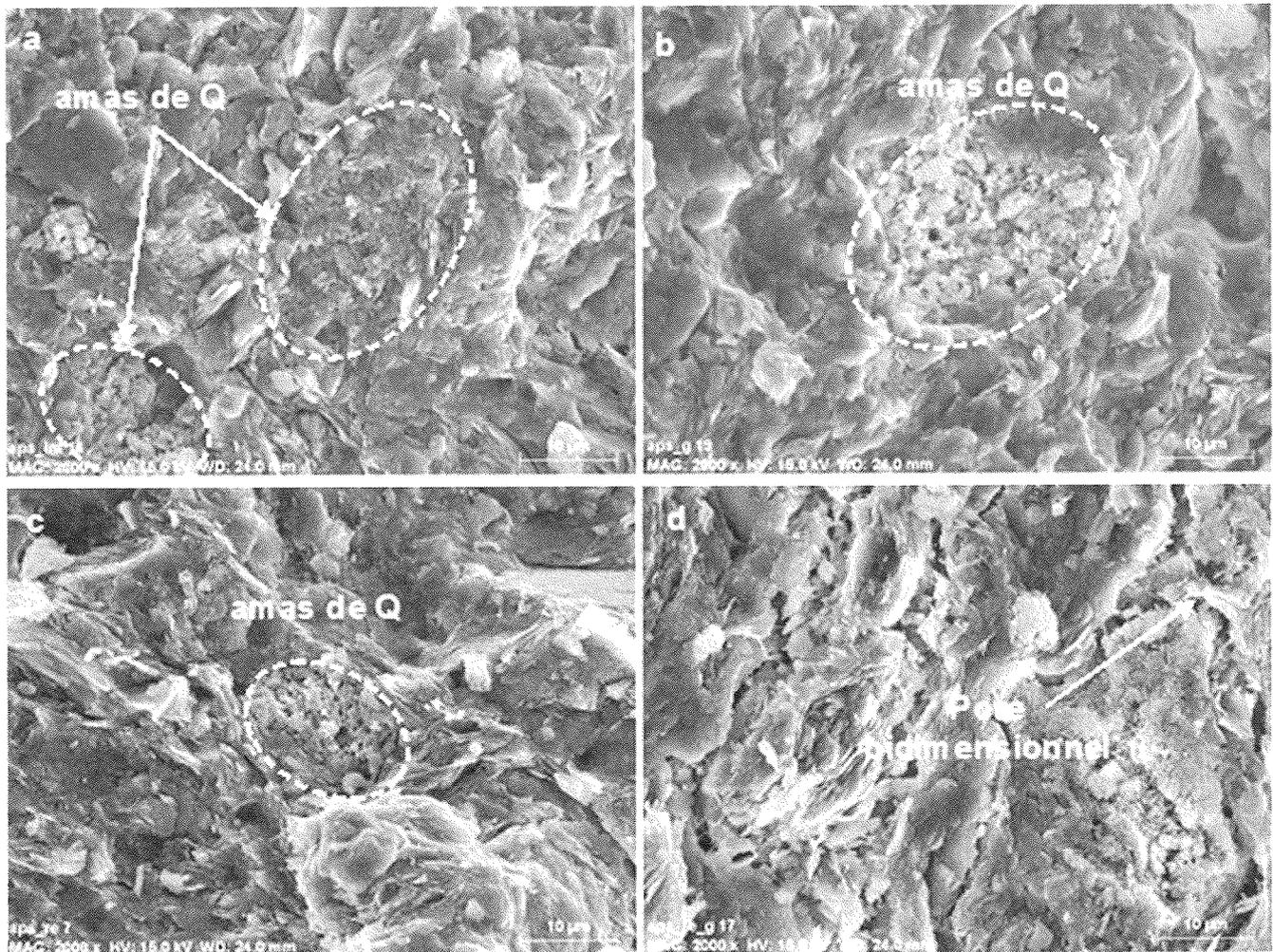


FIG. 2 APS. Échantillon intact : a) état initial ; b) après gonflement. Échantillon remanié : c) état initial, d) après gonflement.
APS. Natural sample : a) initial state ; b) after swelling. Remoulded sample : c) initial state ; d) after swelling.

Pour APM, à l'état intact et à l'état remanié, avant gonflement, on observe une microstructure relativement compacte où les agrégats ne sont pas bien individualisés. Elle est formée d'une matrice argileuse dans laquelle sont noyés des grains de quartz dispersés (Fig. 3a, c). Après gonflement, une porosité bidimensionnelle apparaît montrant un processus de division en agrégats. L'échantillon remanié présente alors un espace poral plus important que celui de l'échantillon intact après gonflement (Fig. 3d).

Pour APS, à l'état intact, avant gonflement, on observe une microstructure en agrégats séparés par des pores bidimensionnels de taille inférieure à 1 µm. La matrice argileuse, dans laquelle sont noyés des grains de quartz épars, est très compacte (Fig. 4a). A l'état remanié, l'observation au MEB ne montre pas de différences significatives (Fig. 4c). Après gonflement, les échantillons intacts et remaniés présentent une macroporosité de taille plus importante, avec des pores bidimensionnels de plusieurs microns d'extension (Fig. 4b et 4d).

5

Conclusion

Les analyses et les observations réalisées sur les échantillons d'APS, APM et API intacts ou remaniés conduisent aux remarques suivantes :

- l'analyse minéralogique a mis en évidence la présence de quartz en abondance dans les échantillons APS, diminuant en passant d'APS à APM puis API. Le pourcentage d'interstratifiés illite-smectite est plus important dans API que dans APM et APS ;

- le gonflement libre des échantillons d'APS, APM et API varie suivant la teneur en eau de départ et suivant l'état initial : intact ou remanié. Alors qu'API présente un taux de gonflement de 10,5 % pour l'état intact et de 19 % pour l'état remanié, APM de 8,5 % pour l'état intact et de 21 % pour l'état remanié, APS ne varie pratiquement pas de volume pour l'état intact (4 %) et il augmente de 13 % pour l'état remanié ;

- les analyses par porosimétrie au mercure et les observations faites au MEB confirment les remarques précédentes.

Cette étude et la comparaison avec l'étude des échantillons d'AVR et MBA ont permis de confirmer le rôle de deux familles de facteurs dans les processus de retrait-gonflement des sols argileux :

- la composition minéralogique : les smectites et interstratifiés illite-smectite favorisent le gonflement, ce qui n'est pas le cas des kaolinites. Le gonflement est contrarié par la présence de carbonates mais aussi de quartz, la présence de ces minéraux limitant l'influence des minéraux argileux. A l'état intact, le gonflement libre dépend du taux de carbonates ou de quartz ;

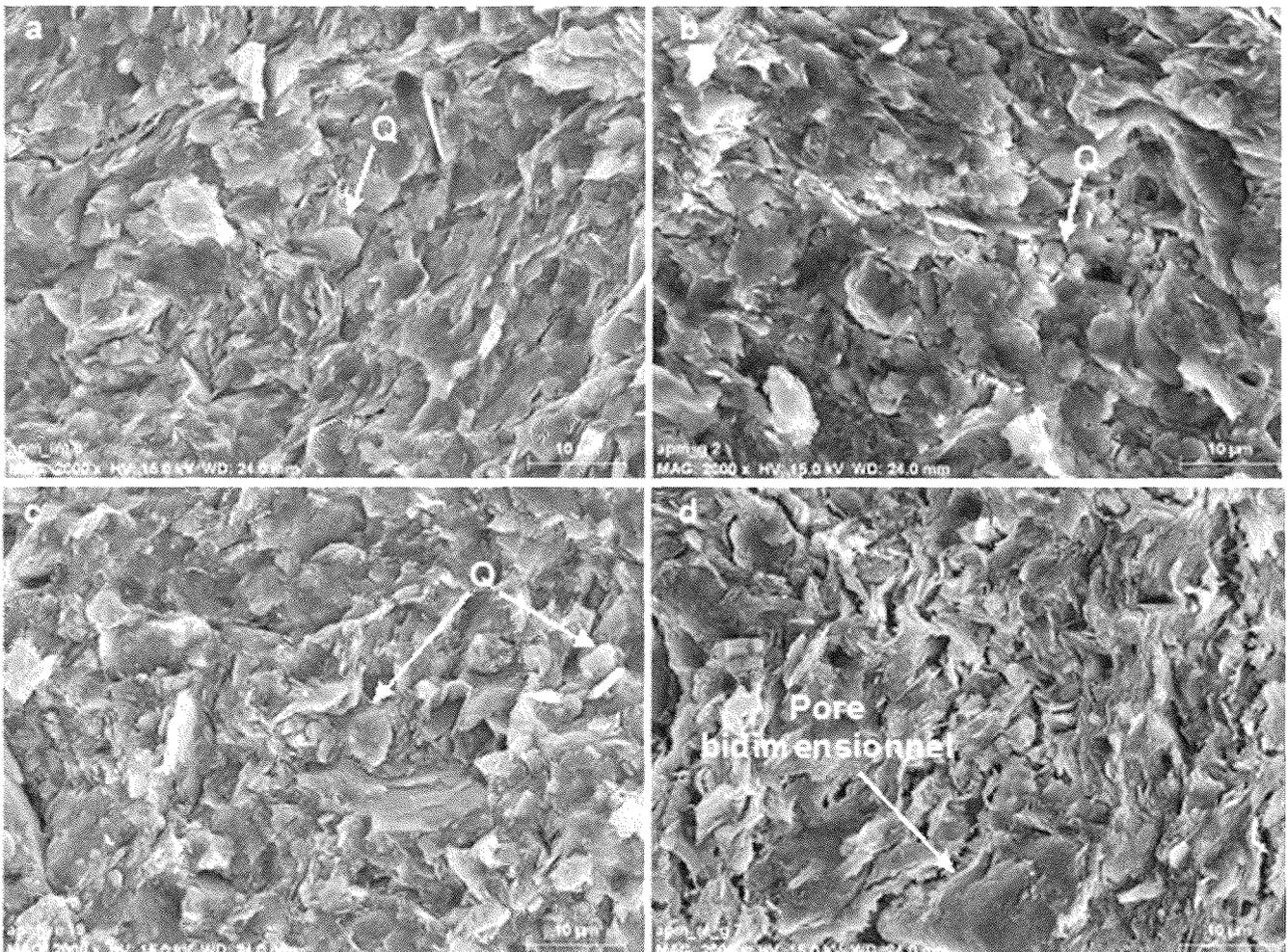


FIG. 3 APM. Échantillon intact : a) état initial ; b) après gonflement. Échantillon remanié : c) état initial ; d) après gonflement.

APM. Natural sample : a) initial stat ; b) after swelling. Remoulded sample : c) initial stat ; d) after swelling.

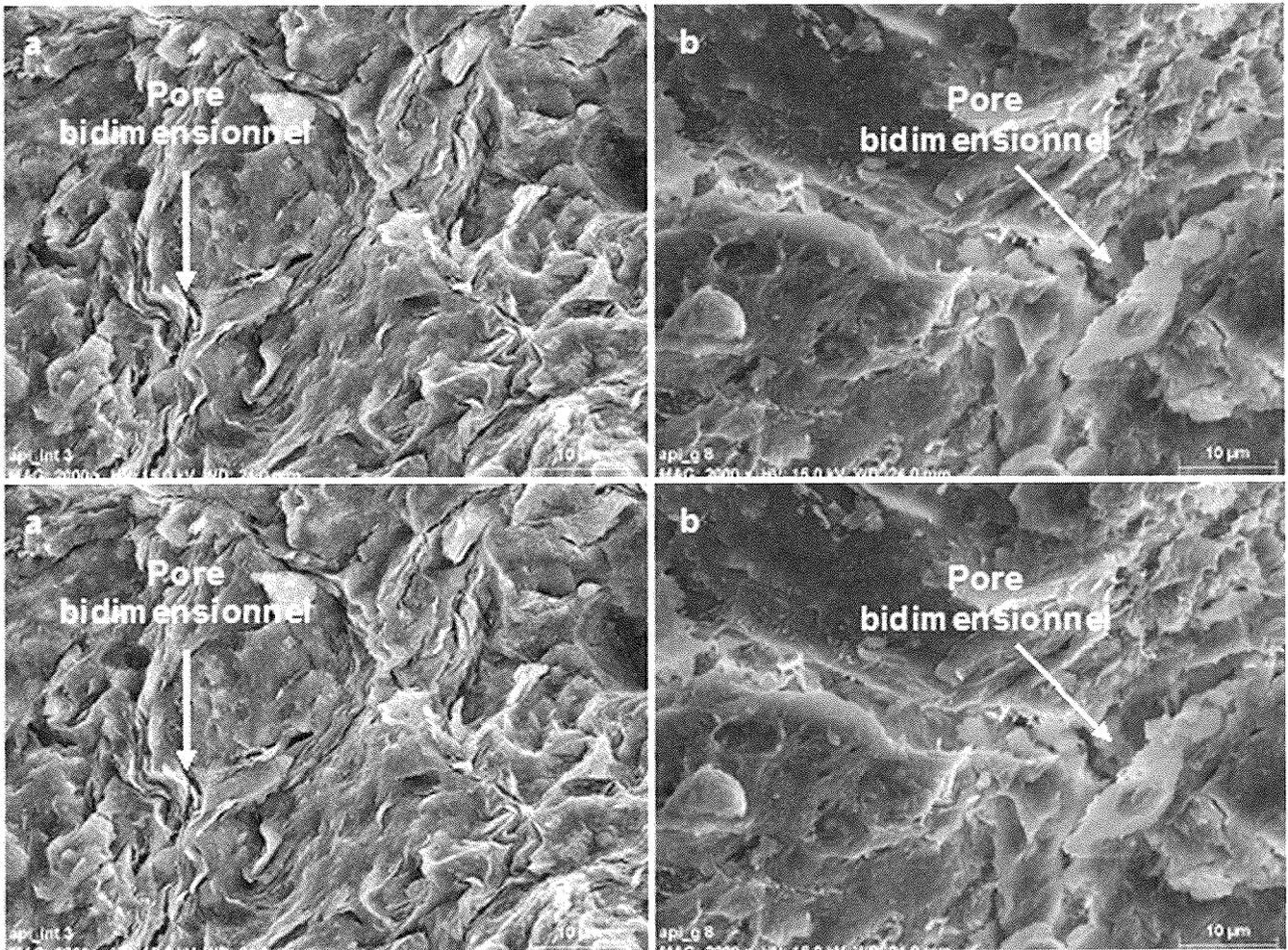


FIG. 4

API. Échantillon intact : a) état initial ; b) après gonflement. Échantillon remanié : c) état initial ; d) après gonflement.

API. Natural sample : a) initial state ; b) after swelling. Remoulded sample : c) initial state ; d) after swelling.

– la microstructure : pour un pourcentage en carbonates ou en quartz donné, la sensibilité au gonflement est plus importante pour le sol remanié au laboratoire que pour le sol intact. En effet, le remaniement détruit, au moins partiellement, des éléments de microstructures qui contrariaient le gonflement : ponts carbonatés entre agrégats argileux dans les sols argileux carbonatés, amas de grains de quartz insensibles au gonflement dans les sols argileux riches en quartz.

REMERCIEMENTS

Les auteurs présentent leurs remerciements au ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie pour le financement de la présente étude, qui s'inscrit dans le cadre du projet ARGIC 2 « Sécheresse et constructions ».

Bibliographie

- Ahmed S., Lovell C.W., Diamonds S. – Pore sizes and strength of compacted clay. *ASCE J. Geotechnical Eng.*, 100, 1974, p. 407-425.
- ASTM – Standard test methods for one dimensional swell or settlement potential of cohesive soils. *ASTM D 4546-85*, 1986.
- Audiguier M., Delage P. – Étude microscopique et porosimétrique de sols fins naturels dans une perspective géotechnique. *Actes de la VI^e Réunion internationale de Micromorphologie des sols*, Paris, juillet 1985, ss la dir. N. Fedoroff, L.M. Bresson et M.A. Courty, AFES, 1987, p. 493-500.
- Audiguier M., Geremew Z., Laribi S., Cojean R. – Caractérisation au laboratoire de la sensibilité au retrait-gonflement des sols argileux. *Revue française de géotechnique*, n° 120-121, 2007, p. 67-82.
- Audiguier M., Geremew Z., Cojean R. – Relations entre les microstructures de deux sols argileux de la région parisienne et leur sensibilité au retrait-gonflement. In : J.-P. Magnan, R. Cojean, Y.-J. Cui, P. Mestat (eds.). *SEC 2008, Symposium international Sécheresse et Constructions*, 2008, p. 235-243.
- Barden L. – Macro and microstructure of soils. Pusch R. (ed). *Proceedings of International Symposium on Soil Structure*. Göteborg (Sweden), vol. 1. Swedish Geotechnical Institute, Stockholm, 1973, p. 21-26.
- Collins K., McGown A., Barden L. – Microstructural features of some Israeli expansive soils. *Proceedings of 3rd International Conference Expansive Soils*, Haifa, Israel, 1973, p. 27-34.
- Cui Y.J., Loiseau C., Delage P. – Microstructure changes of a confined swelling soil due to suction controlled hydration. In : *Proc 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT2002*. Recife, Brazil, Balkema, 2002, p. 593-598.
- Cuisinier O., Laloui L. – Fabric evolution during hydromechanical loading of a compacted silt. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 28 (6), 2004, p. 483-499.
- Delage P., Lefebvre G. – Study of the structure of a sensitive Champlain clay and its evolution during consolidation. *Can. Geotech. J.*, 21 (1), 1984, p. 21-35.
- Delage P., Audiguier M., Cui Y.J., Howat M.D. – Microstructure of a compacted silt. *Can. Geotech. J.*, 33, 1996, p. 150-158.
- Romero E., Simms P.H. – Microstructure investigation in unsaturated soils : a review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy. *Geotech. Geol. Eng.*, 26, 2008, p. 705-727.
- Simms P.H., Yanful E.K. – Predicting soil-water characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions. *Géotechnique*, 52 (4), 2002, p. 269-278.
- Tessier D., Lajudi A., Petit J.C. – Relation between the macroscopic behaviour of clays and their microstructural properties. *Appl. Geochem.*, 1 (Suppl), 1992, p. 151-161.
- Tovey N.K. – Quantitative analysis of electron micrographs of soil structure. In : Pusch G.R. (ed). *Proceedings of International Symposium on Soil Structure*, vol. 1. Swedish Geotechnical Institute, Stockholm, 1973, p. 50-57.

Évaluation du risque de liquéfaction de la fondation d'un barrage en terre à partir d'essais *in situ*

M.R. EL OUNI
I. GUETTAYA

Département de Génie rural
INAT – Tunis
43, avenue Charles-Nicolas
1082 Tunis, Tunisie

O. PLE

Université Joseph-Fourier,
3SR, G-INP
CNRS UMR 5521
BP 53
38041 Grenoble Cedex 9,
France

Résumé

La liquéfaction des sols est un risque majeur pour les ouvrages construits ou fondés sur des terrains sableux et saturés. L'étude proposée s'inscrit dans cette catégorie. Elle est appliquée à la fondation d'un barrage en terre dont le sol est formé essentiellement de couches de sables saturés. L'ouvrage étant situé dans une zone sismique, il convient donc de s'intéresser au comportement des sols de la fondation du barrage vis-à-vis du risque de liquéfaction. Ce risque était d'ailleurs à l'origine d'une opération de traitement de la fondation par vibrocompactage. Le présent article vise à évaluer le potentiel de liquéfaction de la fondation du barrage. Le travail porte sur l'exploitation des résultats des essais SPT (Standard Penetration Test) et CPT (Cone Penetration Test) effectués avant et après densification du sol par vibrocompactage. Les résultats obtenus ont permis de confirmer l'efficacité du vibrocompactage. Cette étude peut servir de base à d'autres analyses effectuées dans les mêmes conditions.

Mots-clés : sable lâche, liquéfaction, SPT, CPT, vibrocompactage, barrage en terre.

Evaluation of liquefaction risk of an earth dam foundation using *in situ* tests

Abstract

Soil liquefaction is a major risk for the design of earth structure built on sandy soils. This paper deals with the study of an earth dam foundation composed of saturated sand layers. Because the dam is located in a seismic area, the verification of liquefaction risk related to the dam and its foundation is recommended. To eliminate the potential risk of liquefaction especially for the soil foundation, a vibrocompaction treatment has been executed. In this paper, we present the interpretation of the Standard Penetration Test (SPT) and the Cone Penetration Test (CPT) results before and after soil densification. The exploitation of thesis results confirmed the efficiency of the vibrocompaction technique. This study can be used for other analysis realized in the same conditions.

Key words: loose sand, liquefaction, SPT, CPT, vibrocompaction, earth dam.

Introduction

La liquéfaction des sables constitue l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols lâches. Dans des zones fortement sismiques, ce phénomène est responsable de dommages excessifs au niveau des fondations des ouvrages. Historiquement, les répercussions majeures, occasionnées en 1964 par le séisme de Nigata au Japon, ont stimulé plusieurs recherches pour appréhender le risque de liquéfaction et évaluer ses conséquences en fonction d'une intensité sismique donnée (Seed, 1971 ; Robertson & Wride, 1998 ; Boulanger & Idriss, 2008 ; Moss *et al.*, 2006). Ainsi, plusieurs approches et critères empiriques ont été développés afin d'analyser le potentiel de liquéfaction d'un sol en se basant, en particulier, sur des résultats d'essais *in situ*.

Au Nord-Ouest de la Tunisie, le barrage Sidi El Barrak présente une fondation nettement envahies par des dépôts sableux perméables. A cet endroit, le risque sismique peut causer la liquéfaction des sables de l'ouvrage. C'est pourquoi, il est important de caractériser la susceptibilité du sol à la liquéfaction. Ainsi, le risque pourra être maîtrisé et la fondation sera qualifiée. Cette étude explicitera, dans un premier temps par une présentation générale, la structure géologique et géotechnique de l'ouvrage de référence. Dans un deuxième temps, l'évaluation du potentiel de liquéfaction du sol sera effectuée à partir de l'analyse des résultats des essais *in situ* avant et après vibrocompactage. Enfin, un diagnostic de la fondation du barrage Sidi El Barrak sera présenté.

Présentation du site

Le barrage Sidi El Barrak est implanté sur l'oued Zouarâa à 15 km de la région de Nefza et à 20 km de la ville de Tabarka (Fig. 1). Le bassin versant couvre

une superficie de 896 km² et reçoit un apport annuel de l'ordre de 260 millions de m³ d'eau. En créant une réserve de 264 millions de m³, le barrage joue donc un rôle prépondérant dans la gestion des ressources en eau du pays.

Le barrage Sidi El Barrak est un ouvrage en terre caractérisé par une hauteur maximale de 28 m et une longueur en crête égale à 595 m. Il s'agit d'une digue compactée et hétérogène dont la recharge amont est formée par un matériau argileux et la recharge aval est constituée par des sables provenant des fouilles de l'évacuateur de crues. De plus, il faut indiquer que dans le cas du barrage Sidi El Barrak, une paroi plastique a été mise en place afin de réduire les pertes par infiltration et d'éviter la manifestation des phénomènes d'érosion interne. Son ancrage a été fait dans le substratum marneux à une profondeur allant jusqu'à 34 m pour une épaisseur de 80 cm.

Contexte géologique du site

La synthèse des résultats de la campagne géologique a permis de préciser la structure complexe de la fondation du barrage Sidi El Barrak. En effet, elle renferme des horizons perméables répartis aussi bien en surface qu'en profondeur et en contact direct avec d'autres niveaux de perméabilité plus faible. Ceux-ci peuvent subir parfois une variation des faciès de l'amont vers l'aval et d'une rive à l'autre. D'une façon générale, les formations géologiques affleurantes se sont essentiellement formées au Paléogène, au Néogène et au Quaternaire. La rive gauche est constituée par des sables graveleux miopliocènes, de plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, reposant sur des terrains de l'oligocène. Ils sont recouverts par des sables dunaires éoliens plus au moins grésifiés et perméables. Le fond de la vallée est occupé par des terrains quaternaires recouverts par des sables alluvionnaires de 12 à 15 m de profondeur. A noter que l'ensemble de la fondation est subdivisé en sept groupes de terrains :

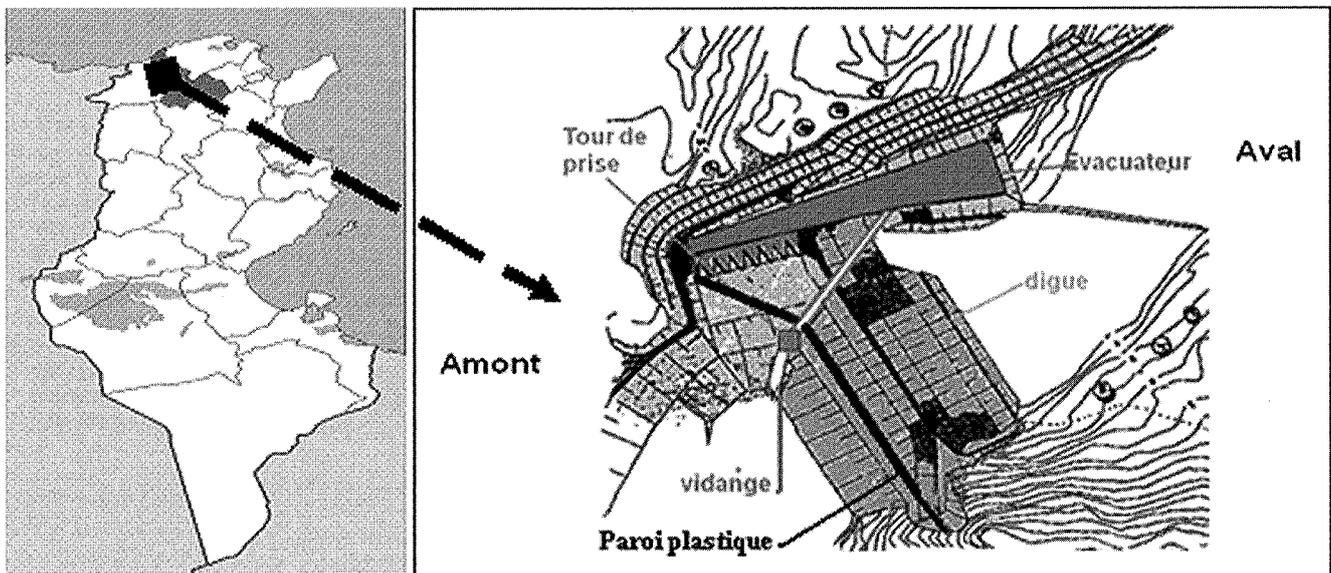


FIG. 1 Localisation du barrage Sidi El Barrak et description de ses composantes.
Location of Sidi El Barrak dam and description of its components.

– les terrains éoliens. Ils se présentent sous forme de sables fins à moyens, homogènes, à granulométrie serrée et de couleur jaune à brun. Leur épaisseur est importante au niveau de la rive gauche alors qu'elle est limitée à la rive droite surtout à l'aval de l'éperon rocheux ;

– les formations de pentes anciennes. Il s'agit de blocs de grès durs mélangés à des argiles vertes dont l'épaisseur peut être décimétrique à métrique. Les formations actuelles sont constituées de sables à débris de grès, de sables grossiers hétérogènes, de sables moyens homogènes de type éolien et de limons sableux à débris de grès ;

– les terrains alluvionnaires. Localisés dans le fond de la vallée, ces terrains sont constitués par des sables alluvionnaires homogènes, très uniformes et lenticulaires, à granulométrie moyenne, très serrée et de couleur jaune-beige jusqu'à 20 m de profondeur. Beaucoup plus en profondeur, il existe des terrains alluvionnaires hétérogènes formés par des lentilles des sables fins, de sables limoneux ou argileux et de graviers ;

– les terrains fluvio-lacustres. On les retrouve au niveau des horizons intermédiaires du fond de la vallée. Ainsi, on rencontre des argiles noires riches en matière organique, des sables limoneux, des limons ou des argiles sableuses de couleur grisâtre et quelques lentilles de sables fins ;

– les terrains dunaires du Quaternaire ancien. Placés à la rive gauche, ces terrains possèdent une structure

classique de dunes éoliennes entrecroisées. Ils renferment parfois des dépressions dues à l'érosion ou à la dissolution. Ils comprennent des faciès sableux bruns beiges, des sables grésifiés et des bancs de grès friables ;

– les terrains miopliocènes continentaux. A la rive gauche, ils n'affleurent pas en surface et ils sont composés par des sables grésifiés, des sables moyens à fins, des sables limoneux conglomératiques et des argiles noires à brunes-vertes ;

– le substratum oligocène. Il renferme des marnes brunes-vertes et des bancs de grès siliceux.

Les figures 2 et 3 schématisent respectivement une coupe géologique transversale à l'oued et une coupe longitudinale de la fondation du barrage.

2.2

Contexte sismique

Du point de vue tectonique, le site du barrage Sidi El Barrak est situé dans la zone de convergence des plaques africaines et eurasiatiques de direction NNO-SSE à NS. Il appartient à une zone de nappes de charriage où on distingue un axe de compression proche de l'horizontale et de direction N-S. Du point de vue historique, le foyer sismique le plus proche de la zone

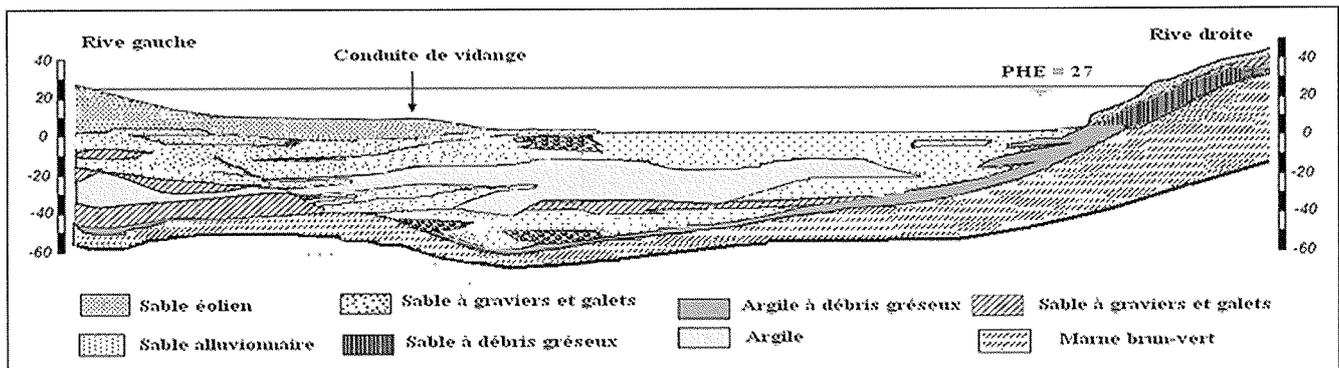


FIG. 2 Coupe géologique longitudinale à l'oued.
Longitudinal section of the river.

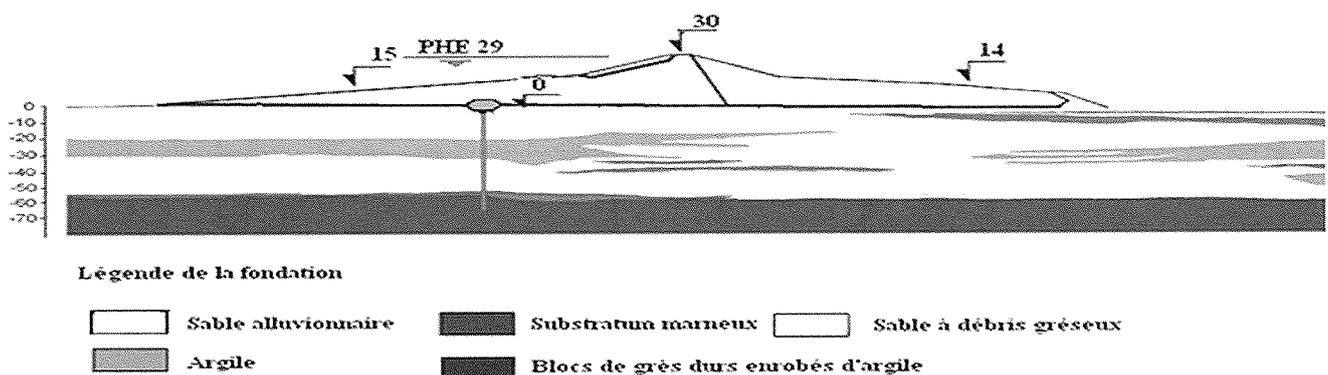


FIG. 3 Coupe transversale de la fondation du barrage
Cross section of the dam foundation.

du barrage est localisé à l'est de Ghardimaou et, particulièrement, à l'intersection de la plaine de la moyenne de la Medjerda, d'une part (avec l'accident de Cap Ser-rât) et, d'autre part, avec les faisceaux des failles au sud de Sejnane et Nefza. Par ailleurs, la détermination des caractéristiques du séisme de référence est basée sur la méthodologie française d'évaluation du risque sismique pour les barrages. En effet, ces caractéristiques sont définies par une intensité épicentrale I_0 de VII MSK, une magnitude calculée égale à 5 et une profondeur du foyer de 10 km. L'accélération maximale retenue pour le mouvement horizontal et le mouvement vertical vaut 0,15 g (Blanchin, *et al.*, 2002).

2.3

Contexte géotechnique

Le site du barrage Sidi El Barrak a fait l'objet d'une campagne géotechnique comprenant des essais de laboratoire et des essais *in situ*. En effet, des puits de reconnaissance dans plusieurs zones ont été réalisés. A titre d'exemple, des puits ont été exécutés au niveau de la fondation : le premier puits a été réalisé dans la rive gauche (maille C2) où l'on a une prédominance des sables éoliens (Fig. 4a). Les autres puits ont été réalisés dans le lit de l'oued (mailles D4 et F3) où l'on a une abondance des sables alluvionnaires (Fig. 4b). La nappe de la rive gauche est à 5 m de profondeur, tandis que le lit de l'oued reste à un niveau superficiel. Ces résultats peuvent être exploités en vue de vérifier la susceptibilité des sables à la liquéfaction aux niveaux des deux zones (lit de l'oued et rive gauche). En effet, l'examen des conditions de liquéfaction des sables testés montre que le diamètre moyen D_{50} est compris entre 0,05 et 1,5 mm et le coefficient d'uniformité C_u est inférieur à 15. Cela indique que le site du barrage Sidi El Barrak présente un potentiel de liquéfaction.

2.4

Traitement de la fondation par la technique du vibrocompactage

La densification du sol du barrage Sidi El Barrak par la technique de vibrocompactage permet d'accroître la densité relative des horizons sableux à une valeur minimale de 70 % alors que celle-ci, à l'état naturel, est souvent comprise entre 50 et 55 %. L'ensemble de la fondation est traité sur une profondeur allant jusqu'à 10 m. La zone à densifier a été subdivisée en 45 éléments. A l'intérieur de chaque élément un maillage triangulaire est adopté pour le traitement avec des distances de 2,94 m et de 2,5 m entre les points de compactage (Fig. 5).

D'une façon générale, le vibreur est relié à une source d'énergie électrique et à une pompe à eau à haute pression (Fig. 5). Soumis aux fortes sollicitations du vibreur, le sol sableux saturé se liquéfie et le réarrangement des grains qui en résulte conduit à une compacité plus élevée.

Dans le cas du barrage Sidi El Barrak, le vibreur utilisé permet de compacter des alluvions jusqu'à une profondeur de 35 m. Il a les caractéristiques suivantes : 0,355 m de longueur et une masse de 9 500 kg. Il est équipé d'un moteur de 120 kW qui impose une fréquence de 30 Hz.

Par ailleurs, dans le but d'étudier l'efficacité de la technique de vibrocompactage, un suivi strict de la réaction du sol aux vibrations appliquées a été exécuté. En effet, plusieurs planches d'essais *in situ* (SPT et CPT) ont été réalisées avant et après vibrocompactage afin de quantifier les améliorations des caractéristiques du sol.

La figure 6 illustre des exemples de mailles, au niveau de la fondation du barrage Sidi El Barrak, traitées par la technique de vibrocompactage. Les résul-

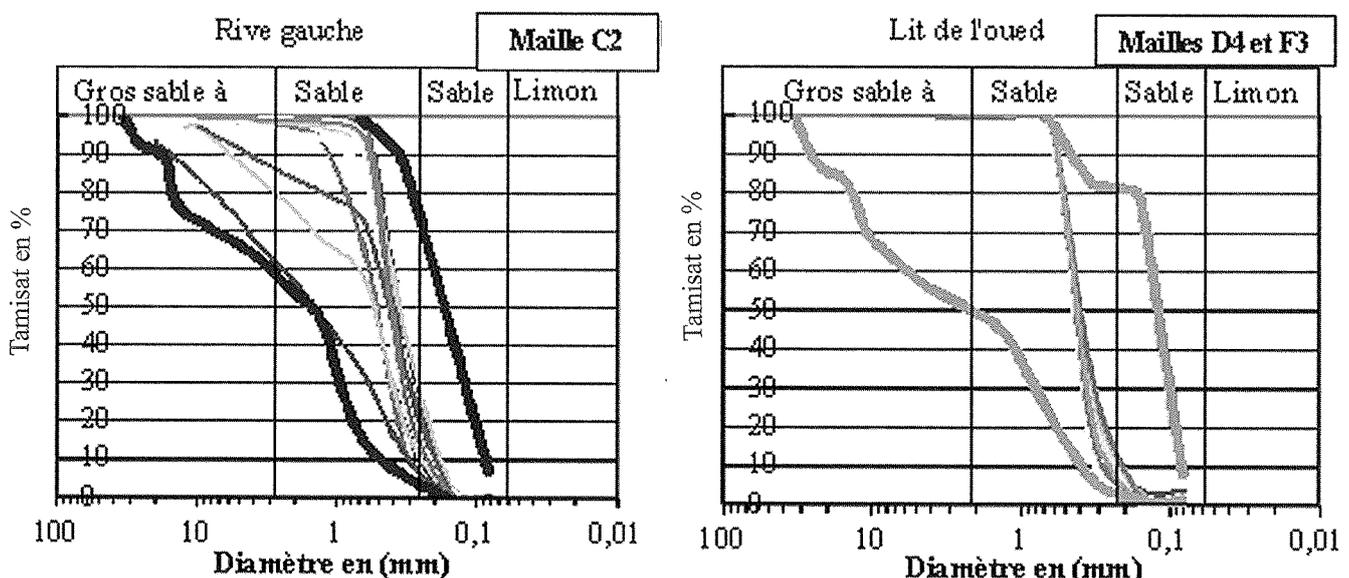


FIG. 4A ET B Fuseaux granulométriques des mailles C2, D4 et F3.
Grain distribution of soil in zones C2, D4 and F3.

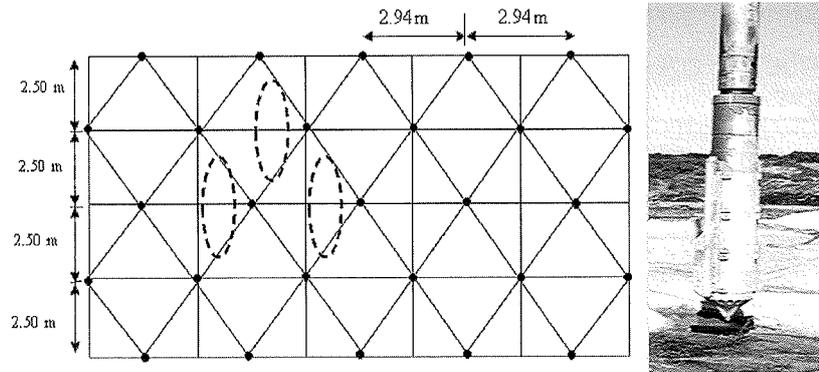


FIG. 5 Maillage triangulaire traité par vibrocompactage et photo du vibrocompacteur.
Triangular mesh treated by vibrocompaction and the photo of the vibrocompactor.

tats des essais SPT sont disponibles dans les mailles désignées par C2, C4 et D4. La maille C2 est localisée à la rive gauche de l'ouvrage où on note une dominance des sables éoliens alors que les mailles C4 et D4 se situent au lit de l'oued qui est caractérisé par la présence des sables alluvionnaires. Identiquement aux essais SPT, pour évaluer le potentiel de liquéfaction des sols du barrage Sidi El Barrak, le traitement des résultats des essais CPT concerne les mailles suivantes : C2, C4 et F3. A noter que la maille F3 est située au lit de l'oued (Fig. 6).

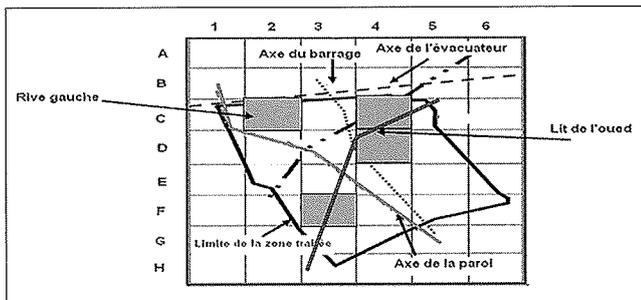


FIG. 6 Exemples des mailles traitées par vibrocompactage (C2, C4, D4 et F3).
Examples of meshes treated by vibrocompaction (C2, C4, D4 and F3).

3

Prévision du risque de liquéfaction à partir des essais *in situ*

L'étude d'un ensemble de séismes aide à évaluer le potentiel de liquéfaction d'un sol. En effet, après le séisme de Nigata (1964), plusieurs chercheurs ont proposé de différencier les conditions de liquéfaction de celle de non liquéfaction. Pour cela, des investigations faites au moyen d'essais *in situ* ont permis de tirer les premiers critères empiriques de corrélation. Plus tard, en 1971, Seed *et al.* ont dégagé des corrélations qui tiennent compte de la contrainte effective et dans certaine mesure de la densité relative du sol étudié. Ces corrélations ont été présentées sous la forme de courbes enveloppes délimitant des domaines contenant des sites potentiellement liquéfiables. Par ailleurs, l'analyse de trente-cinq cas de sols liquéfiés au moment

du séisme de Nigata (1964) montre que la contrainte de cisaillement moyenne peut être estimée à 65 % de la contrainte de cisaillement maximale correspondant au pic de l'accélérogramme du séisme considéré (Seed, 1971). Ainsi, Seed a défini le rapport des contraintes cycliques par l'expression suivante :

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0.65 \times \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \frac{\sigma_{max}}{g} r_d \quad (1)$$

où τ_{av} est la contrainte de cisaillement moyenne due au séisme à la profondeur considérée, σ'_v est la contrainte verticale effective à la même profondeur, σ'_v est la contrainte verticale totale à cette profondeur, a_{max} est l'accélération maximale du sol en surface (m/s^2), g est l'accélération de la pesanteur (m/s^2) et r_d est un facteur correcteur de réduction de la contrainte de cisaillement avec la profondeur.

D'une manière générale, l'évaluation du risque de liquéfaction est fondée sur la détermination de la résistance du sol et de sa comparaison au rapport des contraintes cycliques généré par le séisme. Elle permet d'évaluer la sécurité des sols contre le phénomène de liquéfaction en utilisant l'expression suivante :

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (2)$$

avec CRR (*Cyclic Resistance Ration*) la résistance du sol à la liquéfaction qui est déterminée empiriquement. Elle représente la courbe limite dans le plan (contraintes sismiques, résistance *in situ*) entre les sites liquéfiés et ceux non liquéfiés. CSR (*Cyclic Stress Ratio*) qui est le rapport des contraintes cyclique calculé par l'équation 1. MSF (*Magnitude Scaling Factor*) qui est le facteur d'échelle d'amplitude. L'analyse du potentiel de liquéfaction est faite au moyen des investigations réalisées post tremblement de terre d'amplitude de référence 7,5. Le coefficient MSF a donc été déterminé pour obtenir une valeur corrigée de CSR correspondant à une magnitude égale à 5.

Parmi les relations empiriques bien connues, il faut mentionner celle de Boulanger et Idriss (2008) dont l'objectif principal consiste à calculer la résistance cyclique d'un sol (CRR) à partir des résultats des essais SPT. Également, les méthodes de Robertson *et al.* (1998) et celle de Moss *et al.* (2006) permettent de calculer CRR en utilisant les données des essais CPT.

Évaluation du potentiel de liquéfaction à partir des essais SPT

Dans un essai SPT, il est nécessaire de corriger la résistance à la pénétration en fonction du nombre de coups compté. En effet, comme la résistance du sol et son comportement vis-à-vis du risque de liquéfaction sont contrôlés par l'état des contraintes effectives, une correction avec la profondeur est nécessaire. Le rapport des contraintes cycliques peut être exprimé en fonction d'une valeur corrigée de la résistance à la pénétration N_1 (Corté, 1978). La relation entre la résistance à la pénétration mesurée N et N_1 est donnée par l'équation suivante :

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (3)$$

Avec N la résistance à la pénétration mesurée, N_1 la résistance à la pénétration corrigée et C_N le coefficient multiplicateur qui dépend de la densité relative, de la contrainte effective et la résistance de pénétration mesurée.

Les figures 7 et 8 représentent la résistance à la pénétration corrigée N_1 en fonction de la profondeur. Ces figures se basent sur les résultats des essais SPT effectués avant et après vibrocompactage pour les mailles C2, C4 et D4. Ces résultats indiquent une nette augmentation des valeurs de N_1 obtenues après vibrocompactage. En effet, la valeur moyenne de N_1 des horizons non traités est de l'ordre de 21, 13 et 8 coups par 0,3 m (Fig. 7) respectivement pour les mailles C2, C4 et D4 alors qu'elle atteint 46, 39 et 40 coups par 0,3 m pour les couches densifiées (Figs. 10, 11 et 12).

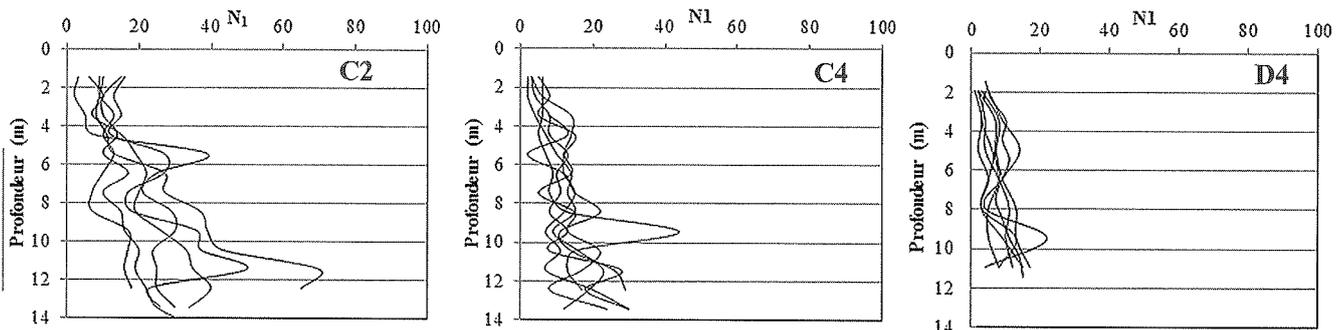


FIG. 7 Résultats des essais SPT dans la maille C2, C4 et D4 avant vibrocompactage.
SPT results in mesh C2, C4, D4 before vibrocompaction.

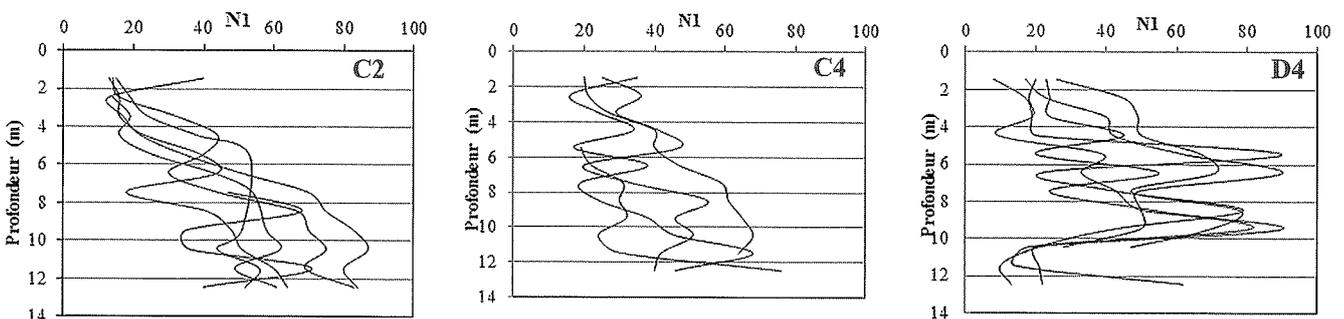


FIG. 8 Résultats des essais SPT dans la maille C2, C4 et D4 après vibrocompactage.
SPT results in mesh C2, C4, D4 after vibrocompaction.

Méthode de Boulanger et Idriss (2008)

Cette relation consiste à déterminer la résistance du sol à la liquéfaction en se basant sur des valeurs modifiées de la résistance à la pénétration mesurée. Boulanger et Idriss (2008) ont construit des courbes enveloppes pour des sols non cimentés, d'âge holocène et à différents pourcentages de fines. Ces courbes sont utiles pour l'identification des sites liquéfiables. L'équation 4 décrit la relation entre la résistance cyclique et la résistance corrigée (Boulanger *et al.*, 2008).

$$CRR_{M=7,5} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60CS}}{14,1} + \frac{(N_1)_{60CS}^2}{126} - \frac{(N_1)_{60CS}^3}{23,4} + \frac{(N_1)_{60CS}^4}{25,4} - 2,8\right) \quad (4)$$

avec $(N_1)_{60CS}$ la résistance équivalente à celle d'un sable propre dont la détermination s'effectue en employant les expressions données par les équations suivantes :

$$N_{1,60} = N \cdot C_N \cdot C_S \cdot C_R \cdot C_B \cdot C_E \quad (5)$$

$$(N_1)_{60CS} = N_{1,60} + \Delta(N_{1,60}) \quad (6)$$

$$\Delta(N_{1,60}) = \exp\left(1,63 + \frac{9,7}{FC + 0,01} - \left(\frac{15,7}{FC + 0,01}\right)^2\right) \quad (7)$$

avec, N le nombre de coups mesuré (coups par 0,3 m), C_N la correction de la contrainte effective du sol, C_E la correction du taux d'énergie de la masse, C_B la correction du diamètre de forage, C_R la correction de la longueur du train des tiges, C_S la correction du carotier avec ou sans revêtement et FC le pourcentage des fines.

Méthode de Robertson et Wride (1998)

La figure 9 illustre le rapport des contraintes cycliques (CSR) en fonction de la résistance à la pénétration corrigée enregistrée avant et après vibrocompactage (mailles C2, C4 et D4). Avant le traitement de la fondation, il est clair que les points (points foncés) sont situés au-dessous de la courbe enveloppe séparant les sites liquéfiables de ceux non liquéfiables. Après vibrocompactage, le nuage des points (points clairs) est totalement décalé à droite de la courbe enveloppe, c'est-à-dire dans le domaine non liquéfiable. En conclusion, les formations sableuses compactées ne présentent pas de risque de liquéfaction. De plus, à chaque point de la fondation, on peut former le rapport entre la résistance à la liquéfaction et la sollicitation cyclique, appelé encore facteur de sécurité dont la valeur oscille autour de 1 suivant l'occurrence ($FS < 1$) ou l'absence ($FS > 1$) de risque de liquéfaction. La représentation de ce paramètre se fait sous forme de graphiques ou de cartes. La figure 10 indique la variation du facteur de sécurité calculé avant vibrocompactage dans chacune des trois mailles de la fondation du barrage Sidi El Barrak.

D'après cette figure, on note que le facteur de sécurité est faible et ne dépasse pas la valeur de 1. En effet, la valeur moyenne est comprise entre 0,7 et 0,85 dans les mailles C2 et C4 alors qu'elle varie de 0,6 à 0,9 dans la maille D4. Ces résultats confirment bien la tendance de la fondation à se liquéfier. Une consolidation du sol est donc raisonnable. La figure 10 montre les profils de facteur de sécurité des horizons densifiés par vibrocompactage dans les mêmes endroits (mailles C2, C4 et D4). D'après les résultats obtenus, on note que les valeurs du facteur de sécurité (FS) sont, maintenant, plus élevées et nettement supérieures à 1. Ceci indique que le sol a acquis une résistance suffisante pour minimiser le risque de liquéfaction vis-à-vis d'un séisme.

3.2

Évaluation du potentiel de liquéfaction à partir des essais CPT

On rappelle que dans la présente étude, l'examen des résultats des essais CPT intéressera les mailles C2, C4 et F3. L'analyse des données des essais CPT effectués avant et après vibrocompactage (Figs. 12 à 13) montre que l'effet de densification est nettement meilleur dans les trois mailles C2, C4 et F3. Cette densification est décrite par une augmentation des valeurs de q_c enregistrées après vibrocompactage par rapport à celles notées avant le traitement de la fondation. Dans le cas du sol traité, les valeurs moyennes de q_c dépassent 15 MPa, tandis qu'elles sont inférieures à 12 MPa pour le sol non traité.

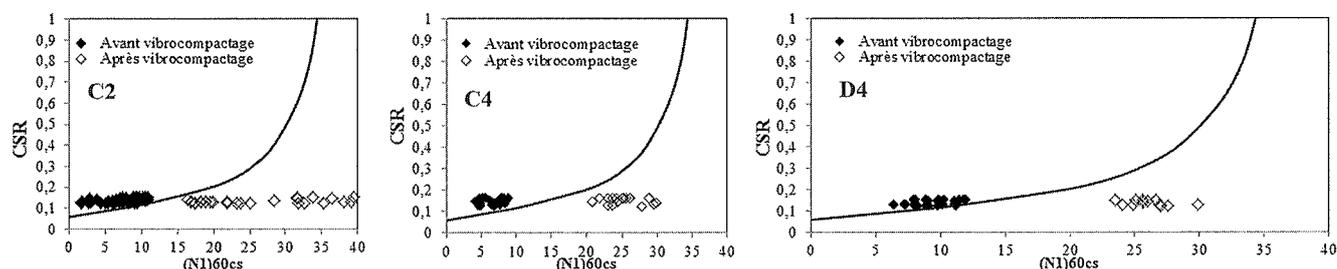


FIG. 9 CSR en fonction de $(N_1)_{60cs}$ dans C2, C4 et D4. CSR as a function of $(N_1)_{60cs}$ in C2, C4, D4.

Dans le but d'apprécier le potentiel de liquéfaction des sols sableux, les approches empiriques basées sur les essais CPT nécessitent la connaissance préalable de certaines caractéristiques du sol, en particulier, le pourcentage des fines ou le diamètre moyen D_{50} , ou bien encore la connaissance des corrélations SPT-CPT. Robertson et Wride (1998) ont introduit une nouvelle procédure pour évaluer le potentiel de liquéfaction en se basant uniquement sur les données issues des essais CPT. Cette méthode s'appuie sur la résistance de pointe statique q_c et la mesure du frottement latéral sur le manchon f_s . Le principe consiste à déterminer la résistance d'un sol à la liquéfaction en faisant référence à un sable propre. Pour cette raison, la résistance de pointe mesurée q_c est, en premier lieu, normalisée en une résistance q_{c1N} puis corrigée pour obtenir une valeur équivalente q_{c1Ncs} relative à un sable propre (Robertson *et al.*, 1998). Enfin, en fonction des valeurs de référence, q_{c1Ncs} , on obtient une formulation de la résistance à la liquéfaction CRR qui est décrite par les équations suivantes (Robertson *et al.*, 2000) :

$$- \text{pour } q_{c1Ncs} < 50 \quad CRR_{7,5} = 0,833[(q_{c1Ncs})/1\ 000] + 0,05 \quad (8)$$

$$- \text{pour } 50 < q_{c1Ncs} < 160 \quad CRR_{7,5} = 93[(q_{c1Ncs})/1\ 000]^3 + 0,08 \quad (9)$$

Généralement, les relations de la normalisation présentées par Robertson et Wride (1998) s'expriment par les équations suivantes :

$$q_{c1N} = C_q [q_c/P_{a1}] \quad (10)$$

$$C_q = [P_{a2}/\sigma'_v]^n \quad (11)$$

$$F = [f_s/(q_c - \sigma_v)] * 100 \% \quad (12)$$

q_{c1N} est la résistance de pointe normalisée, q_c la résistance de pointe mesurée (MPa), C_q le coefficient correcteur dont une valeur maximale égale à 2 est généralement recommandée dans le cas des faibles profondeurs, σ'_v la contrainte verticale effective (kPa), σ_v la contrainte verticale totale (kPa) ; P_{a1} et P_{a2} les pressions de références ayant des unités respectivement identiques à celles de q_c et σ'_v ($P_{a1} = 100$ kPa si σ'_v est exprimée en kPa, $P_{a2} = 0,1$ MPa si q_c est mesurée en MPa, n l'exposant des contraintes variant de 0,5 pour un sable propre jusqu'à 1 pour un sol argileux, F le frottement normalisé et f_s le frottement latéral, exprimé en kPa.

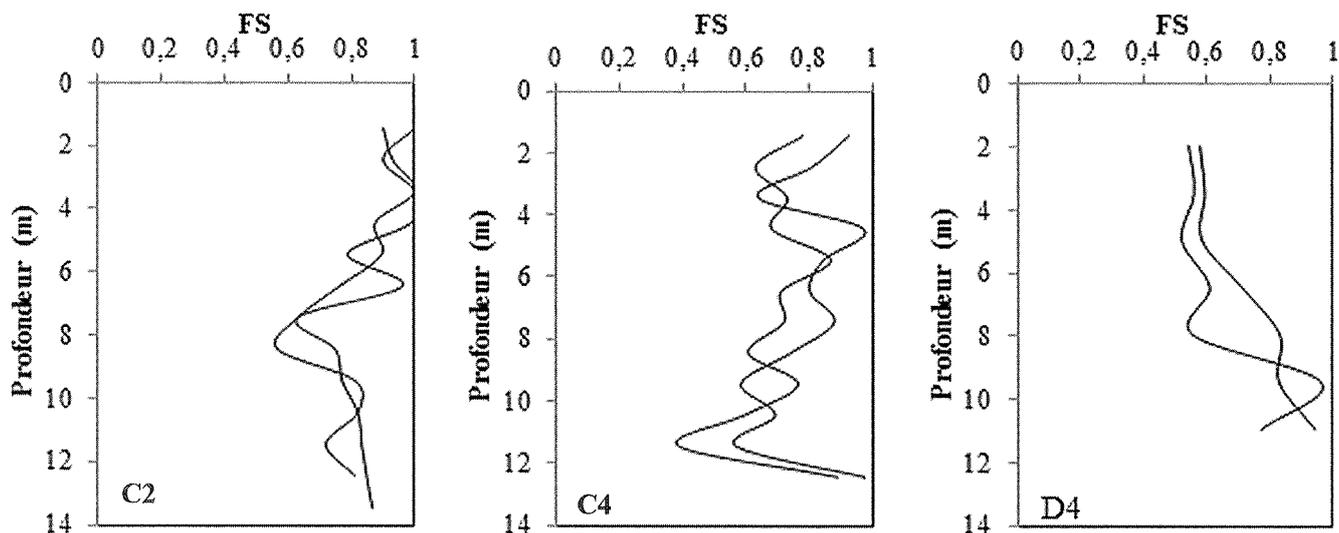


FIG. 10 Variation de FS avant vibrocompactage dans les mailles C2, C4 et D4.
Variation of FS before vibrocompaction in meshes C2, C4 and D4.

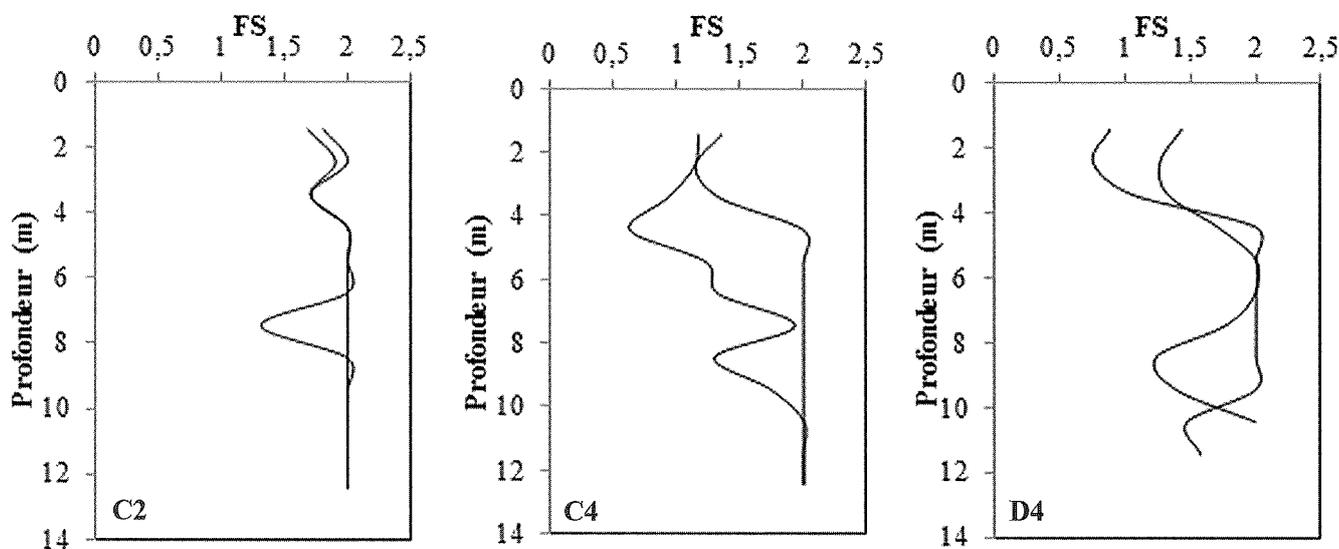


FIG. 11 Variation de FS après vibrocompactage dans les mailles C2, C4 et D4.
Variation of FS after vibrocompaction in meshes C2, C4 and D4.

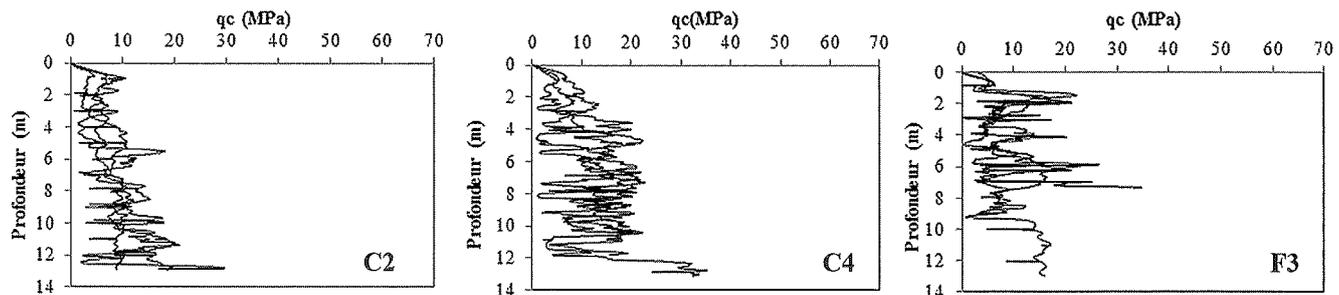


FIG. 12 Résultats CPT de C2, C4, F3 avant traitement.
CPT results of C2, C4, F3 before treatment.

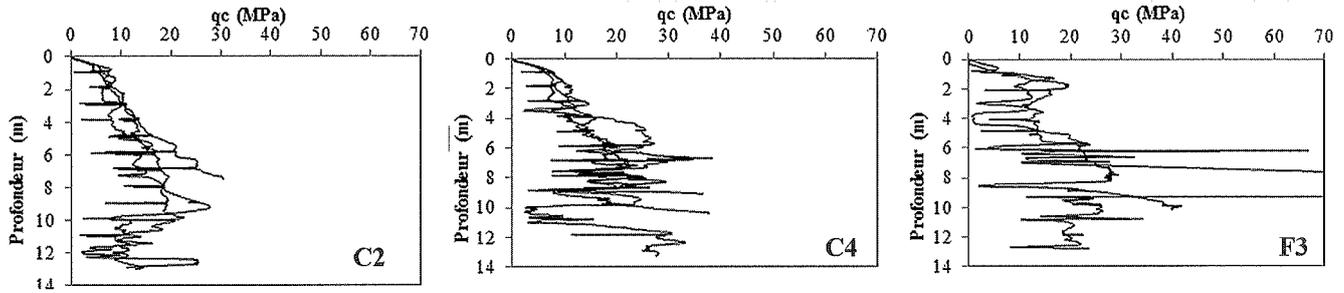


FIG. 13 Résultats CPT de C2, C4, F3 après traitement.
CPT results of C2, C4, F3 after treatment.

3.2.1.1

Classification des sols en essai CPT

L'avantage majeur que présente un essai CPT par rapport à un essai SPT consiste à reconnaître directement le profil stratigraphique et la nature du terrain traversé puisqu'il fournit une lecture continue avec la profondeur. A cet effet, Robertson et Wride (1998) proposent de déterminer les caractéristiques des particules du sol au moyen d'un abaque, représentant le comportement des couches rencontrées, où figurent des matériaux de différentes natures. Sur cet abaque, les frontières séparant les zones indiquées (2 à 7) peuvent être rapprochées à des cercles concentriques. Le rayon de chaque cercle est utilisé comme un indice de comportement I_c dont la valeur est globalement utile pour identifier les propriétés du sol. Cet indice est défini par l'équation suivante :

$$I_c = [(3,47 - \log Q)^2 + (1,22 + \log F)^2]^{0,5} \quad (13)$$

avec, I_c l'indice de comportement du sol, Q la résistance de pointe normalisée et F le frottement latéral normalisé.

Le tableau I explicite les différents comportements du sol en fonction des valeurs de l'indice I_c .

La figure 14 montre les différents types de sols des mailles C2, C4 et F3 selon l'abaque de Robertson et Wride (1998). D'après les courbes tracées, on peut dégager les constatations suivantes :

– à la rive gauche (Fig. 14a) le nuage des points, au niveau de la maille C2, est essentiellement situé dans les zones 6 et 7 ce qui indique que les couches du sol de la fondation ont un comportement semblable à celui d'un sable propre à silteux dans la première zone et à celui d'un sable graveleux dans la deuxième zone (tableau I). Ceci est en accord avec les résultats de la

TABLEAU I Relation entre I_c et le type du sol (Robertson *et al.*, 2000).

I_c	Zone	Type du sol
$I_c < 1,31$	7	Sable gravier à sable dense
$1,31 < I_c < 2,05$	6	Sable propre à sable silteux
$2,05 < I_c < 2,60$	5	Sable mélangé
$2,60 < I_c < 2,95$	4	Argile et silt
$2,95 < I_c < 3,60$	3	Argile silteuse à argile pure

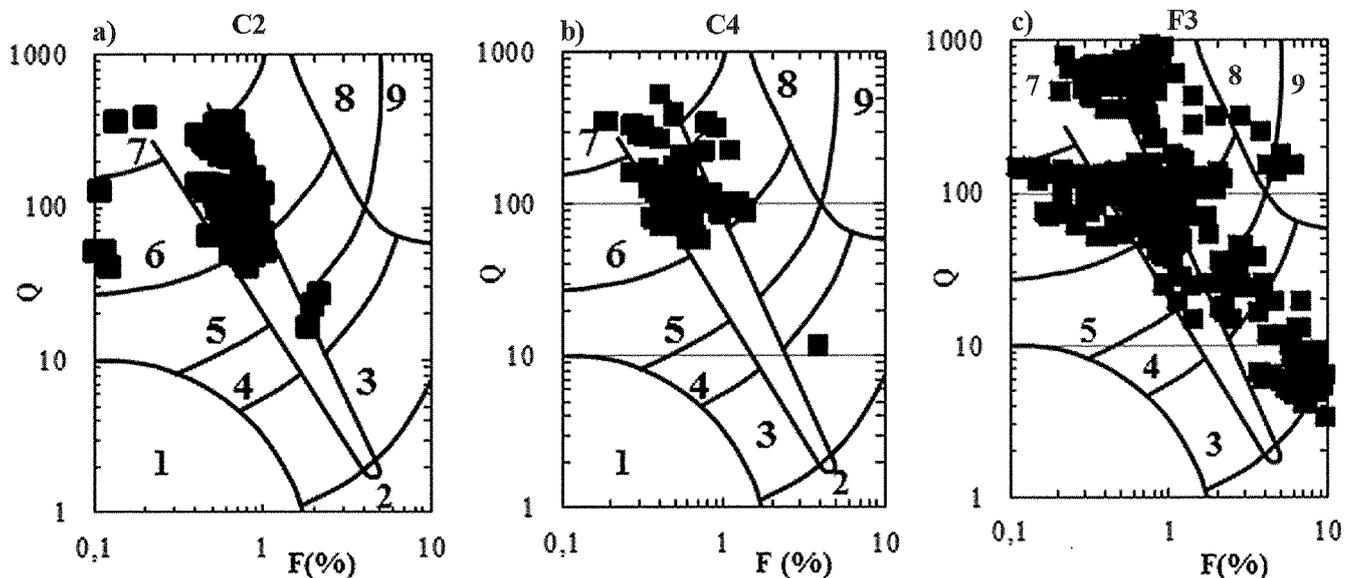


FIG. 14 Classification des sols de C2, C4, F3.
Classification of soils of C2, C4, F3.

reconnaissance géologique qui prouve que la rive gauche est occupée par des sables graveleux hétérogènes à passées limoneuses, surmontés par des sables éoliens de plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur ;

– au lit de l'oued, au niveau des mailles C4 et F3, les points sont repartis sur les zones 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 ce qui montre la présence d'une grande variété des matériaux allant des argiles silteuses aux sables graveleux (tableau I, fig. 14b-c). Ces résultats sont aussi en bonne concordance avec l'étude géologique qui affirme que le fonds de la vallée renferme des sédiments argileux, des alluvions silteuses et principalement des sables alluvionnaires.

3.2.1.2

Détermination de la résistance équivalente d'un sable propre en essai CPT

D'après Robertson et Wride (1998), il est nécessaire de corriger la résistance de pointe afin d'améliorer la résistance à la liquéfaction sous l'effet d'un accroissement du pourcentage des fines. L'approche de Robertson et Wride (1998) fait donc appel à une distinction entre les horizons granulaires, pour lesquels ce genre de correction est envisageable, et ceux à comportement argileux pour lesquels certains critères doivent être vérifiés. Parmi ces critères on distingue le critère chinois (Youd *et al.*, 1997) qui se base sur l'indice de comportement I_c , calculé pour $n = 1$ (Fig. 15). Les couches identifiées comme argileuses sont situées au-delà de la droite limite correspondant à un indice I_c égal à 2,6. L'allure de chaque courbe permet de constater que :

– dans la zone de la rive gauche, l'examen du profil présenté par la figure 15a conduit à mettre en évidence, pour la maille C2, deux niveaux à comportement argileux : le premier s'étend jusqu'à 1,15 m par rapport à la surface du sol et le deuxième est localisé à 3 m de profondeur ;

– dans la zone du lit de l'oued, concernant la maille C4, la figure 15b montre des oscillations occasionnelles de l'indice de comportement I_c par rapport à sa valeur limite ($I_c = 2,6$) indiquant ainsi une alternance nette entre des couches fines ou argileuses et des couches sableuses ;

– d'après la figure 15c, il apparaît que, pour la maille F3, le comportement argileux peut être assigné aux horizons situés dans les trois premiers mètres et à ceux qui se trouvent entre 8,5 et 11 m de profondeur.

Ce critère montre que le potentiel de liquéfaction cyclique dans les limons et les argiles est souvent gouverné par les dimensions des particules du sol, la limite de liquidité et la teneur en eau. En effet, le critère chinois stipule que la liquéfaction ne pourra se produire que si les conditions suivantes sont réunies (Youd *et al.*, 1997).

1) Le pourcentage d'argile présente dans le sol est inférieur à 15 %. 2) La limite de liquidité W_L est inférieure à 35%. 3) La teneur en eau ne dépasse pas 90 % de la limite de liquidité.

Les tableaux II et III présentent les différentes caractéristiques des sols avant vibrocompactage pour des échantillons prélevés de la rive gauche et du lit de l'oued. D'après le tableau 2, les résultats d'identification des sols en laboratoire montrent que le critère chinois (Youd *et al.*, 1997) n'est pas vérifié puisque la teneur en argile dépasse 15 % et la limite de liquidité est très nettement supérieure à 35 %. Il en ressort donc que les couches argileuses de la maille C2 ne sont pas sensibles à la liquéfaction. D'après le tableau 3, il en va de même pour les mailles C4 et F3.

TABLEAU II Caractéristiques physiques des échantillons argileux prélevés de la maille C2.
Characteristics of clayey samples of the mesh C2.

Maille	Limite de liquidité (%)	Teneur en argile (%)	Teneur en eau (%)
C2	78	54,1	56

TABLEAU III Caractéristiques physiques des échantillons argileux des deux mailles C4 et F3.
Characteristics of clayey samples of the meshes C4 and F3.

Maille	Limite de liquidité (%)	Teneur en argile (%)	Teneur en eau (%)
C4	53	34,7	21,5
F3	44	34	18,7

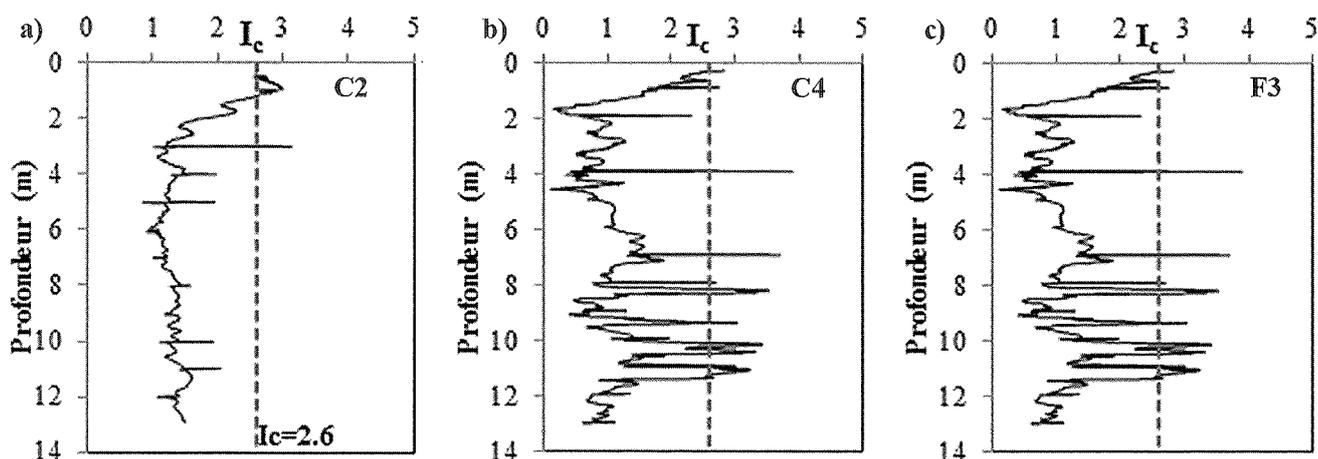


FIG. 15 Profil de I_c de C2, C4, F3.
Profile of I_c of C2, C4, F3.

Selon Robertson *et al.* (1998), si l'indice de comportement du sol est minimum par rapport à sa valeur limite, le sol est classé comme granulaire et un calcul de I_c s'avère nécessaire avec un changement de l'exposant n pour juger si les couches granulaires sont plastiques ou non plastiques. Dans ce cas, des profils de l'indice de comportement I_c ont été tracés, pour n égal à 0,5 afin de caractériser la plasticité des couches. La figure 16 décrit les profils établis de l'indice de comportement des terrains de chaque maille de la fondation du barrage. D'après ces figures, on constate que, sur la totalité des mailles étudiées, l'indice de comportement I_c est inférieur à 2,6 ce qui signifie qu'il s'agit bien de sols non plastiques. Néanmoins, dans la maille C4, la couche se trouvant à 2 m de profondeur présente un I_c supérieur à 2,6. Selon la procédure de Robertson, concernant cette couche, un calcul de I_c est refait pour n égal à 0,7.

On rappelle ici, que l'analyse de risque de liquéfaction est principalement basée sur l'évaluation de la résistance sismique de la fondation (CRR) puis sa comparaison au rapport des contraintes cycliques (CSR) généré par un séisme. Dans le cas du barrage Sidi El Barrak, ce rapport, déduit à partir de l'équation 1, est calculé en considérant les valeurs de l'accélération maximale retenue suite à l'étude sismique. Cette accélération sera prise égale à 0,15 g. La figure 17 montre la

variation de CRR et CSR obtenue avant vibrocompactage en fonction de la profondeur de chaque maille. En se référant à ces graphiques, on remarque que pour la majorité des couches étudiées, le rapport CSR est nettement supérieur à la résistance du sol. Donc, la liquéfaction de la fondation du barrage est fortement probable dans le cas d'une accélération maximale de l'ordre de 0,15 g. Après vibrocompactage, les valeurs de la résistance du sol à la liquéfaction CRR sont plus élevées que celles du rapport des contraintes cycliques CSR (Fig. 18). Ceci confirme, d'une part, l'amélioration de la résistance des terrains de la fondation et, d'autre part, l'efficacité de la technique de densification du sol. Une autre méthode d'identification des points à haut risque peut être utilisée. Elle consiste à préciser les limites entre des échantillons qui peuvent subir une liquéfaction et les autres. Pour cela, il faut tracer le diagramme de CSR en fonction de q_{c1N} (Fig. 19). Les points des essais après traitement sont placés à gauche de la courbe limite où le domaine est défini comme potentiellement liquéfiable. Les courbes obtenues après vibrocompactage permettent de constater que tous les points appartiennent à la zone non liquéfiable, ce qui traduit bien l'augmentation de la résistance du sol traité.

De plus, les résultats d'une analyse traditionnelle du potentiel de liquéfaction s'appuyant sur le facteur

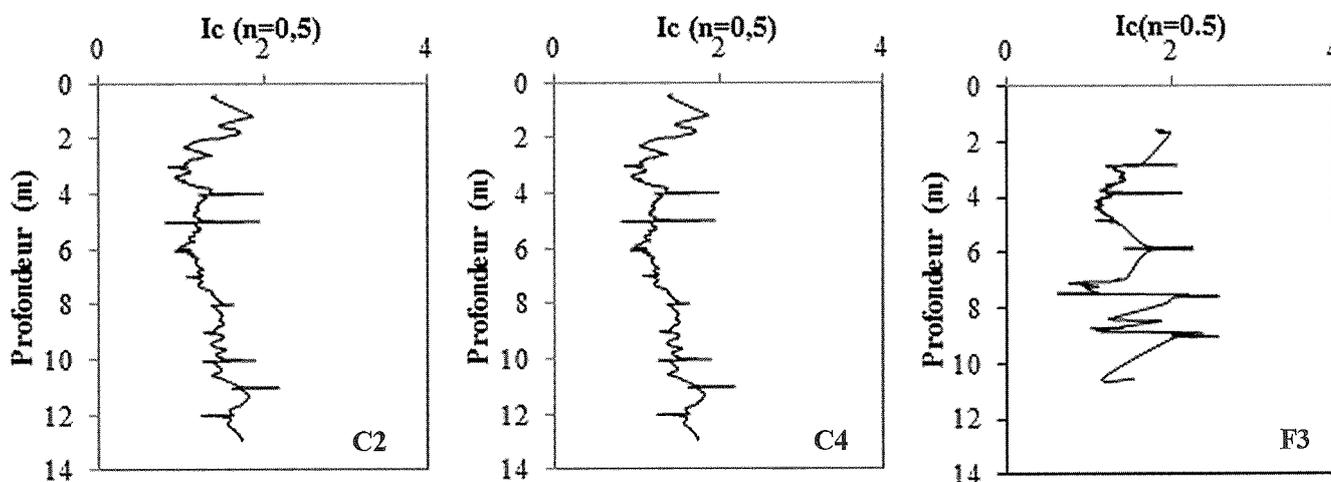


FIG. 16 Profil de I_c de C2, C4, F3.
Profile of I_c of C2, C4, F3.

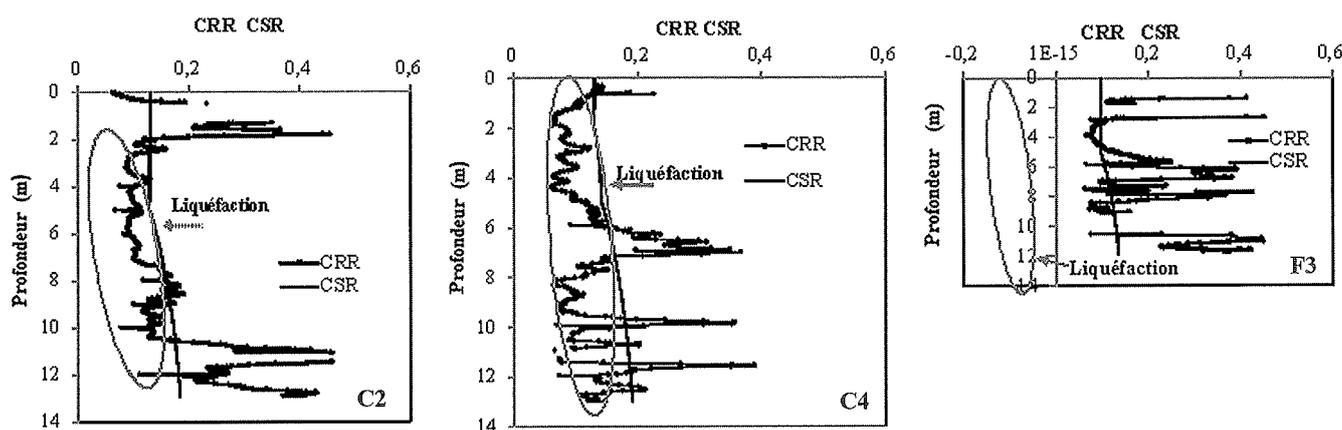


FIG. 17 CRR et CSR dans la maille C2, C4, F3 (avant vibrocompactage).
CRR and CSR in mesh C2, C4, F3 (before vibrocompaction).

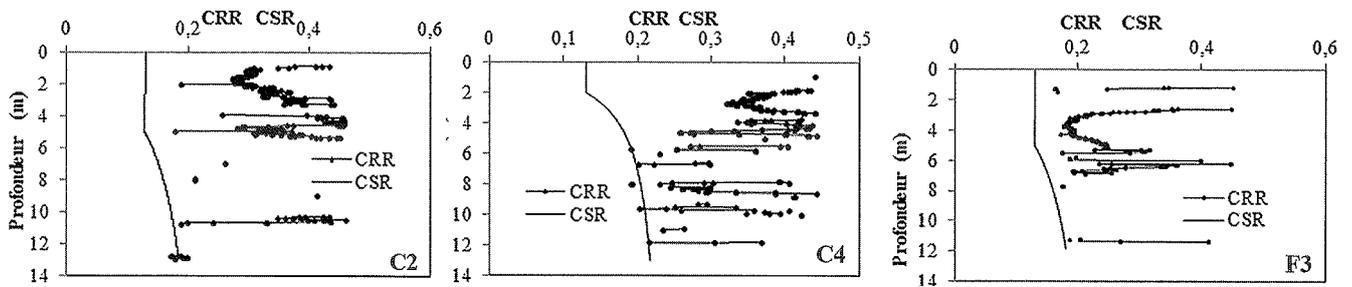


FIG. 18 Variation de CSR et CRR de C2, C4, F3. (après vibrocompactage).
CRR and CSR in mesh C2, C4, F3 (after vibrocompaction).

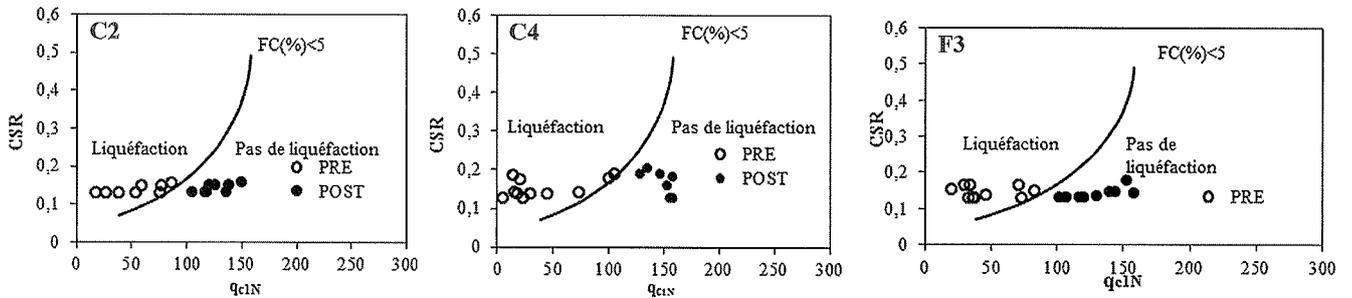


FIG. 19 CRR- q_{c1N} dans la maille C2, C4, F3.
CRR- q_{c1N} in the mesh C2, C4, F3.

de sécurité FS, défini comme le rapport $FS = CRR/CSR$ sont donnés sur la figure 20. D'après ces figures, les coefficients de sécurité indiquent un vrai potentiel de liquéfaction des couches où les valeurs calculées sont inférieures à 1. Après vibrocompactage, les valeurs de FS sont supérieures à l'unité ce qui justifie l'absence de tout menace de liquéfaction.

ristiques sismiques. Moss *et al.* (2006) ont cherché à représenter le CRR en se basant sur des méthodes statistiques bayésiennes. Ils ont proposé une famille de courbes limites calées pour différentes valeurs de probabilité ($PL = 5, 20, 50, 80$ et 95). Ainsi, l'évaluation de CRR à partir des mesures de CPT selon la méthode de Moss *et al.*, (2006) est faite de la façon suivante :

3.2.2

Méthode de Moss *et al.* (2006)

Le développement des courbes enveloppes CRR a été effectué en considérant plusieurs autres paramètres tels que les propriétés des sols et les caracté-

$$CRR = \exp\left(\frac{q_{c,1}^{1.045} + q_{c,1} \cdot (0.11 \cdot R_f) + (0.001 \cdot R_f) + c(1 + 0.85 R_f) - 0.848 \cdot \ln(M_w) - 0.002 \cdot \ln(\sigma'_v) + 1.632 \cdot \Phi^{-1}(P_L)}{7.177}\right) \quad (14)$$

Avec $q_{c,1}$ la résistance au cône modifiée, M_w la magnitude du séisme de référence, Φ^{-1} la distribution normale cumulée inverse, P_L la probabilité de liquéfaction dont l'expression est donnée par l'équation suivante :

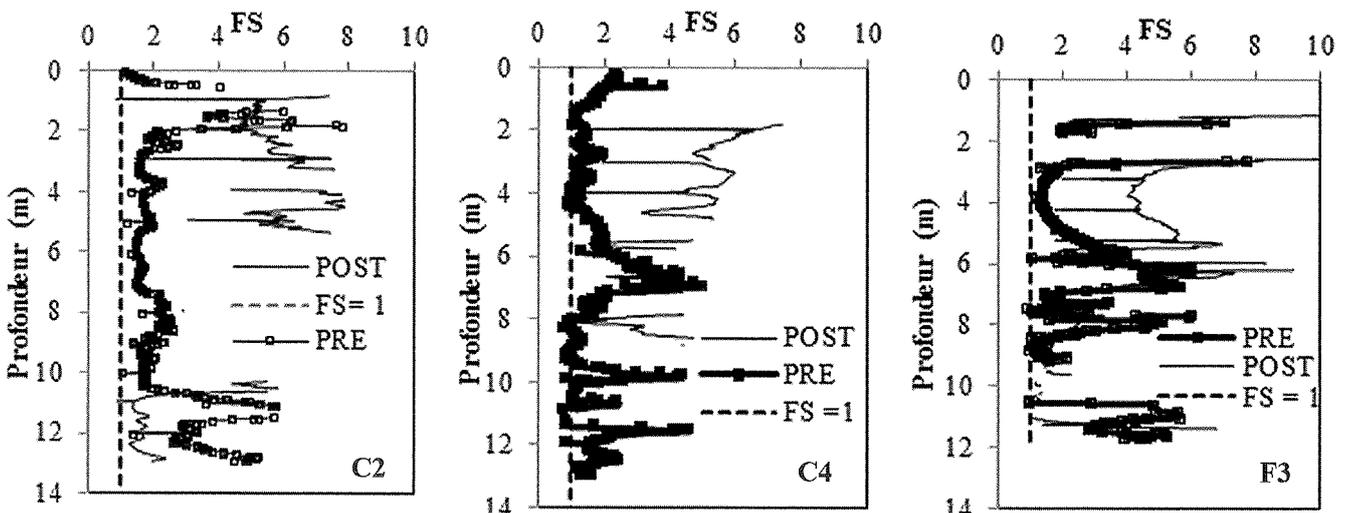


FIG. 20 Profil de FS de C2, C4, F3.
Profile of FS of C2, C4, F3.

$$PL = \phi \left(- \frac{(\ln(q_{c1}^{1.045} + q_{c1}(0.11.R_p) + (0.001.R_p) + c(1+0.85.R_p) - 7.177.\ln(CSR) - 0.848.\ln(M_w) - 0.002.\ln(q_c) - 20.923))}{1.32} \right) \quad (15)$$

Dans le cas du présent barrage, les résultats des essais CPT effectués avant et après vibrocompactage ont été reproduits sur les graphiques reliant le rapport des contraintes cycliques (CSR) à la résistance à la pénétration modifiée q_{c1} (Fig. 21). D'après ces courbes, on note que la fondation non traitée demeure en partie potentiellement liquéfiable puisque le nuage de points est placé à gauche des courbes enveloppes correspondantes aux différentes valeurs de probabilité. Par contre, après vibrocompactage, on note que tous les points sont décalés à droite des courbes limites dont la translation correspond à une augmentation des valeurs de la résistance corrigée.

De plus, cette approche sert à déterminer le facteur de sécurité FS de la fondation du barrage Sidi El Barrak (Figs. 22 et 23). Ces figures montrent qu'avant vibrocompactage les valeurs de FS sont inférieures à 1

ce qui témoigne l'existence de couches potentiellement liquéfiables. Par contre, après les travaux de densification du sol, il apparaît que le risque de liquéfaction diminue puisque $FS > 1$.

4 Conclusion

Dans le cas du barrage Sidi El Barrak, les résultats des essais *in situ* SPT et CPT et l'interprétation des différentes approches simplifiées utilisées sont conformes et similaires. La fondation du barrage est nettement envahie par des dépôts sableux perméables et le risque sismique peut causer la liquéfaction des sables de l'ouvrage. Ainsi, un traitement par vibrocompactage a été choisi pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols de cette fondation. Après vibrocompactage, les résultats obtenus à partir des corrélations empiriques montrent que le risque est maîtrisé, et la fon-

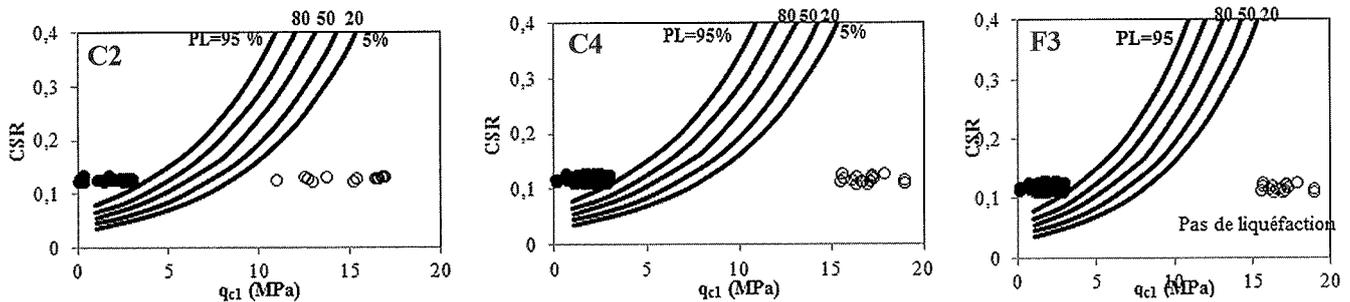


FIG. 21 CSR en fonction de q_{c1} dans C2, C4, F3.
CSR as a function of q_{c1} in C2, C4, F3.

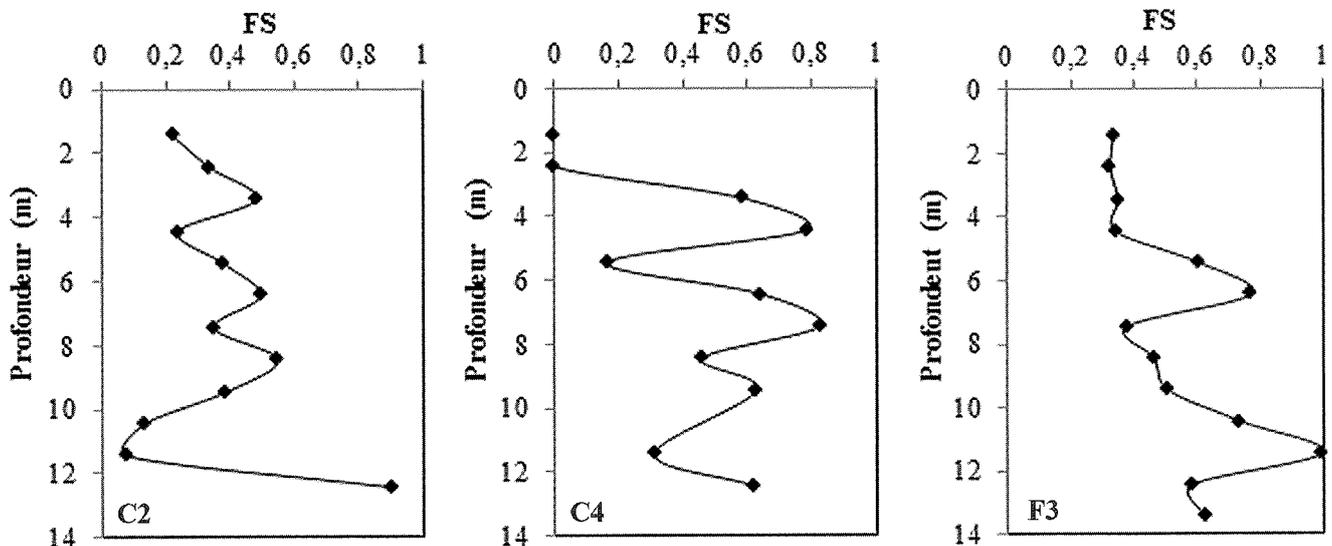


FIG. 22 Variation de FS dans les mailles C2, C4 et F3 avant vibrocompactage.
Variation of FS in meshes C2, C4 et F3 before vibrocompactage.

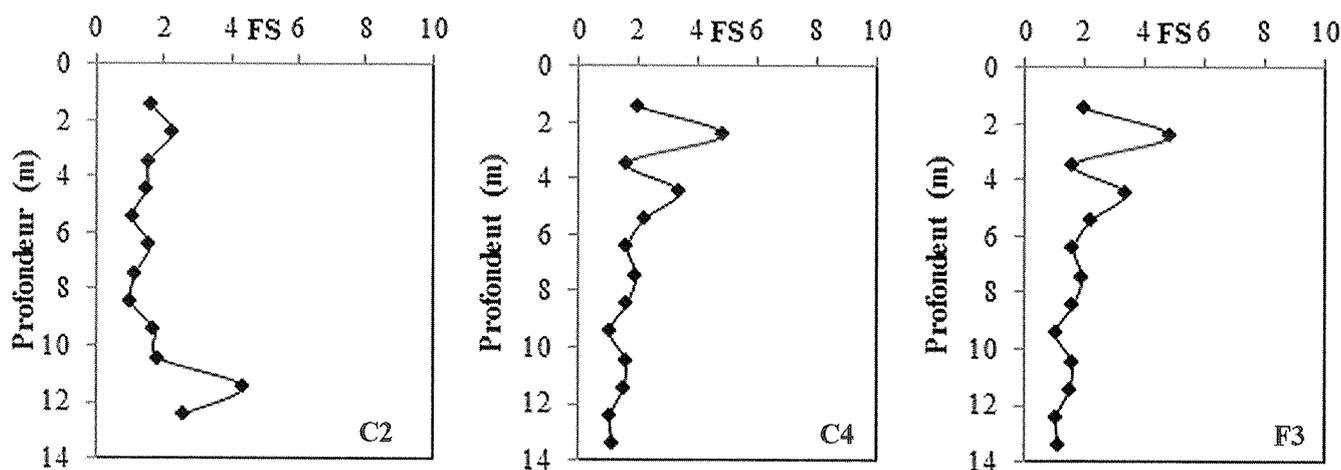


FIG. 23 Variation de FS dans les mailles C2, C4 et F3 après vibrocompactage.
Variation of FS in meshes C2, C4 et F3 after vibrocompaction

dation a été qualifiée. En effet, une amélioration des résistances des sols a été obtenue pour des séismes d'accélération maximale égale à 0,15 g où plusieurs points ont dépassé les conditions critiques de la liquéfaction. Les facteurs de sécurité calculés sont largement supérieurs à 1 au niveau des différentes mailles étudiées, et l'effet du vibrocompactage place la fonda-

tion du barrage Sidi El Barrak en sécurité. Ainsi, une analyse systématique croisée des essais *in situ* SPT et CPT permet de poser un diagnostic pour un risque de liquéfaction des sols support. Cette étude doit donc servir de base à l'analyse d'autres sites rassemblant les mêmes conditions de risques.

Bibliographie

- Blanchin M., Michalsky E.R., Dequidt O., Gafferi J.-L. - La fondation du barrage de Sidi El Barrak (Tunisie). Journées nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur, Nancy, oct. 2002.
- Boulanger R.W., Idriss I.M. - Soil liquefaction during earthquake. Engineering monograph, EERI, California, USA, 2008, p. 266.
- Boulanger R.W., Idriss I.M. - *SPT-based liquefaction triggering procedure*, 2010, p. 259.
- Cetin K.O., Seed B., Kiureghian A.D., Tokimatsu K., Harder L.F., Kayen R.E., Moss R.E. - Standard Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, vol 130, n° 12, 2004, p. 1314-1340.
- Corté J.-P. - Évaluation du risque de liquéfaction à partir des essais en place. In : *Génie parasismique*, Nantes, France, 1978, p. 323-335.
- El Ouni M.R., Bouassida M., Braja M.D. - Vibrocompaction improvement of Tunisian liquefiable sands. *Proceedings of the 17th international conference on soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2009, 1-4.
- Moss R.E.S., Seed R.B., Kayen R. E., Stewart J.P., Der Kiureghian A., Cetin K.O. - CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of *In Situ* Seismic Soil Liquefaction Potential. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 2006, p. 20.
- Robertson P.K., Wride C. - Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, p. 442-459.
- Robertson P.K., Wride C., Biggar K.W., Campanella R.G., Hofmann B.A., Hughes J.M.O., Küpper A., Woeller D.J. - Interpretation of *in situ* test results from the CANLEX sites. *Canadian Geotechnical Journal*, n° 37, 2000, p. 505-529.
- Seed B., Idriss I.M. - Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential. *Proc. JSME, ASCE*, vol. 97, SM9, 1971, p. 1249-1273.
- Seed B., Idriss I.M., Arango I. - Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal Geotech, ASCE*, vol. 109, n° 3, 1983, p. 458-482.
- Seed H.B., Tokimatsu K., Harder L.F. Chung R.M. - The influence of SPT Procedures in soil liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol. 111, n° 12, 1985, p. 1425-1445.
- Technical document - Drainage and treatment of the foundation of Sidi El Barrak dam (in French). Ministry of agriculture and Hydraulic resources of Tunisia, 1990.
- Youd T.L., Andrus M., Idriss M. - *Proceedings of the NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils*, 31 December, New York, USA, 1997, p. 1-40.
- Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Marcusson F., Robertson P.K., Seed R.B., Stokoe K.H. - Liquefaction resistance of soils : Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenviron. mental engineering*, 2001, p. 817-833.

Réflexions et propositions pour le calcul optimisé des parois clouées

M. FAVRE
E. VERMOOTE
D. FUENTES

GEOS Ingénieurs Conseils
72, rue Georges de Mestral
Bât. Athena 1
Archamps Technopole
74160 Archamps

Résumé

Cet article a pour objets : (1) de présenter les problèmes auxquels sont confrontés les praticiens lors du dimensionnement des parois clouées en particulier pour l'optimisation du quantitatif d'inclusions et de la détermination des efforts apportés au parement ; (2) à partir de développements ou extensions de méthodes existantes, de proposer des méthodes permettant d'optimiser les longueurs et sections des inclusions et de déterminer les efforts ponctuels apportés au parement par les inclusions afin de pouvoir réaliser le dimensionnement structurel de ce dernier ; (3) de présenter les développements opérationnels résultant de ces développements.

La méthode proposée est basée, entre autres, sur des développements de propositions contenues dans l'additif aux Recommandations CLOUTERRE publié en 2002 et dans la norme NF 94 270 publiée en 2009. Une réflexion a été menée sur le mécanisme de transfert de l'effort mobilisé à l'intersection entre l'inclusion et la surface de rupture jusqu'au parement pour déterminer les efforts ponctuels appliqués par les têtes d'inclusions à ce dernier.

Mots-clés : parois clouées, inclusions, parement, méthode de Culmann, poussée active et au repos.

Proposals for the design optimization of nailed walls

Abstract

The goals of this document are (1) to present the problems encountered by practitioners when making the design of soil nail walls, particularly to optimize the quantity of nail bars and to determine the efforts applied to the shotcrete wall facing, (2) to propose methods giving answers to the above mentioned problems by development of existing methods and (3) to present the practical solutions. The method is based on developments of the proposals included in the French document « Addendum to the CLOUTERRE Recommendations » published in 2002 and in the French standard NF 94 270 Geotechnical design-Retaining structures-Reinforced and soil nailing structures published in 2009. The point loads due to nail heads applied to the shotcrete face are determined from the efforts in the nail bars taking into account the mechanism of transfer.

Key words: nailed walls, nail bars, shotcrete wall facing, Culmann's method, active and at rest pressure.

Préambule

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement du type paroi clouée en appliquant l'EUROCODE 7 pose aux praticiens un certain nombre de problèmes :

- 1) pour les vérifications dites GEO :
 - le calcul des longueurs de clous strictement nécessaires pour satisfaire les critères de stabilité ;
- 2) pour les vérifications dites STR :
 - le calcul des sections d'acier strictement nécessaires dans les inclusions,
 - le calcul des efforts ponctuels appliqués au parement par les têtes d'inclusions et/ou de la répartition de la pression de contact sol-parement.

Le calcul des longueurs de clous strictement nécessaires implique que le concepteur suppose un maillage initial de clous (espacements vertical et horizontal) et la longueur de ces derniers. Sur cette base sont réalisés des calculs de vérification qui conduisent à allonger ou raccourcir les lits de clous suivant que les facteurs de sécurité calculés sont respectivement insuffisants ou surabondants. Cette démarche où le diamètre de forage et le frottement latéral unitaire caractérisant l'interaction limite sol-clou sont fixés, requiert que le concepteur procède par tâtonnements. Par ailleurs, cette démarche ne garantit pas que la quantité de clous soit minimisée.

Les algorithmes de calcul utilisés jusqu'à ce jour calculent la résistance mobilisable à l'arrière de la surface de rupture (minimum de la résistance structurale et de la résistance à l'arrachement) puis intègrent cet effort dans les équations d'équilibre pour calculer le facteur de sécurité mais ces algorithmes ne fournissent pas l'effort strictement nécessaire dans chaque inclusion pour atteindre le facteur de sécurité visé : le dimensionnement de la section des inclusions doit donc être réalisé lui aussi par tâtonnements.

Enfin, les algorithmes et méthodes de calculs actuels ne fournissent pas les efforts ponctuels appliqués au parement.

Le but de cet article est de proposer une méthode de calcul permettant de répondre à ces problèmes et de présenter l'implémentation qui en a été faite dans un logiciel.

Analyse des documents de références

Les référentiels applicables au dimensionnement des parois clouées ont évolué :

- Recommandations CLOUTERRE 1991 ;
- Additif 2002 aux Recommandations CLOUTERRE ;
- Normes NFP 94-270 sur les ouvrages en sol renforcé 2009.

Ce dernier document s'avère être, à l'usage, difficilement applicable pour le praticien, puisqu'il propose dans son annexe E3 :

- soit une méthode simplifiée applicable seulement pour des cas « simplistes » ;
- soit par une modélisation numérique sans que cette dernière soit détaillée.

Compte tenu des conditions particulièrement restrictives pour que puisse être appliquée la méthode « simplifiée », les cas de la pratique courante relèveraient tous de la modélisation numérique qui reste peu explicite, ce qui conduit, par la suite, à réflexions et propositions.

La modélisation simplifiée recommandée consiste à déterminer la valeur de l'effort de traction maximal dans chaque lit de renforcement :

- à partir de la valeur de la résultante $P_{0,d}$ de la poussée au repos s'exerçant, avant le début de l'excavation, sur un écran vertical positionné au voisinage du parement et de même hauteur que celui-ci ;
- en distribuant cet effort $P_{0,d}$ dans les lits de clous pour tenir compte des conséquences des phases de construction qui conduisent à une augmentation des efforts en tête et à une réduction en pied.

Dans la pratique, la distribution conduisant à une résultante d'intensité $P_{0,d}$ est obtenue en ajoutant une pression uniforme $\sigma_{0,d}$ à la pression $\sigma_{ah,d}$ qui représente la composante horizontale de la poussée active selon Rankine.

Avec :

- $P_{0,d}$: valeur de calcul de la poussée des terres au repos ;
- $\sigma_{0,d}$: valeur de calcul de la contrainte horizontale uniforme à ajouter à $\sigma_{ah,d}$

$$\sigma_{0,d} = \frac{1}{2}(K_0 - K_a)\gamma h$$

Il faut que les indices et notations soient les mêmes sur les deux lignes.

- $\sigma_{ah,d}$: valeur de calcul de la composante horizontale de la poussée active selon Rankine.

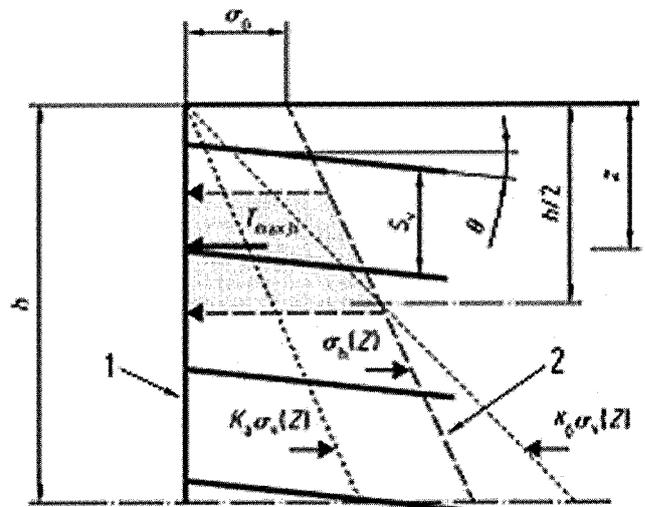


FIG. 1

Distribution des efforts à considérer dans les lits de clous pour vérifier la stabilité interne d'un massif cloué dans le cas d'une modélisation simplifiée.

1. Écran vertical positionné au voisinage du parement.

2. Distribution des contraintes horizontales à considérer.

Diagram of pressure to be taken into account to check the internal stability of a nailed wall.

Dans ces conditions, il est apparu intéressant que soit développée et proposée une méthode pour les cas qui relèvent de la pratique courante.

3

Problématique des calculs

3.1

Calcul des efforts appliqués au parement

Dans la pratique courante, la problématique du calcul des efforts appliqués au parement et de son dimensionnement reste entière.

3.1.1

Généralités

En accord avec l'additif 2002 aux recommandations CLOUTERRE 1991, l'effort ponctuel retenu en tête de clou pour dimensionner le parement est

$$T_N = \text{Max} [T_0 ; T_1 ; T_2] \cos (\theta - \eta) \quad (1)$$

Avec :

θ = angle de l'axe du clou sous l'horizontale ;

η = angle d'inclinaison du parement par rapport à la verticale ;

T_0 calculé à partir de T_{MAX} permettant de justifier la stabilité d'ensemble ;

T_1 calculé afin d'assurer la stabilité du parement par frottement ;

T_2 calculé pour assurer le confinement ;

T_{MAX} borne supérieure ou enveloppe des tractions dans les clous permettant de justifier la stabilité d'ensemble dans tous les cas de figure des calculs.

3.1.2

Calcul de T_{MAX}

Le principe de calcul est le suivant.

Pour chaque surface de rupture S_i envisagée :

– faire un calcul du facteur de sécurité, FS_{oi} , sans inclusions ;

– faire un calcul du facteur de sécurité, FS_{ri} , avec inclusions dont les longueurs sont saisies initialement par l'utilisateur mais sans en limiter la résistance structurale.

Connaissant l'effort stabilisant, T_{io} , apporté par les inclusions sur la surface de rupture S_i et sachant que cet effort stabilisant, A_i , fait passer le facteur de sécurité FS_{oi} à FS_{ri} ($\geq FS_{oi}$), il est recherché par itérations la valeur de l'effort T_i strictement nécessaire pour que $FS_{ri} \geq FS$ requis.

Avec :

FS_{oi} : facteur de sécurité de la surface de rupture sans inclusion(s) ;

FS_{ri} : facteur de sécurité de la surface de rupture avec inclusion(s).

$$\text{Avec l'effort } T_{io}, FS_{ri} = FS_{oi} + \Delta FS_{Tio} \quad (2)$$

Le problème consiste :

$$\text{– à rechercher } T_i \text{ tel que } \Delta FS_{Ti} = FS_{visé} - FS_{oi} \quad (3)$$

– à itérer les calculs ci-dessus pour toutes les surfaces de rupture et pour toutes les phases afin d'obtenir $T_{MAX} = \text{Max} [T_i]$.

Cette méthode peut être appliquée en considérant que les inclusions travaillent soit de manière axiale, soit selon l'approche multicritère telle que proposée par Blondeau *et al.*

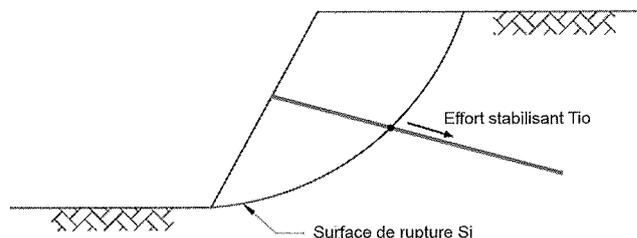


FIG. 2 Position du problème du calcul itératif de l'effort T_i dans une inclusion pour assurer la stabilisation interne suivant la surface de rupture S_i .

Definition of the problem of the iterative calculation of the force, T_i , in the nail bar to ensure the internal stabilization along the failure surface S_i .

3.1.3

Détermination de T_0 à partir de T_{MAX}

L'optimisation proposée suppose que la longueur des clous est toujours conditionnée par T_{MAX} .

Il est proposé que T_o , effort amené au parement pour assurer la stabilité globale, soit déduit de T_{MAX} , en retranchant de ce dernier, le frottement mobilisé entre la surface de rupture et le parement.

A l'extrême, si le clou est gainé et peut donc coulisser librement dans la zone entre la surface de rupture et le parement, ce qui correspondrait à ce qui se passe sur la longueur libre d'un tirant actif, alors $T_o = T_{MAX}$.

A l'inverse, si l'effort de frottement mobilisable est supérieur à T_{MAX} dans cette zone du fait d'un frottement latéral unitaire limite et/ou d'une longueur passive du clou élevés, l'effort T_{MAX} est complètement transmis au sol avant même d'atteindre le parement et $T_o = 0$.

La représentation du mécanisme est celle présentée sur le schéma ci-après.

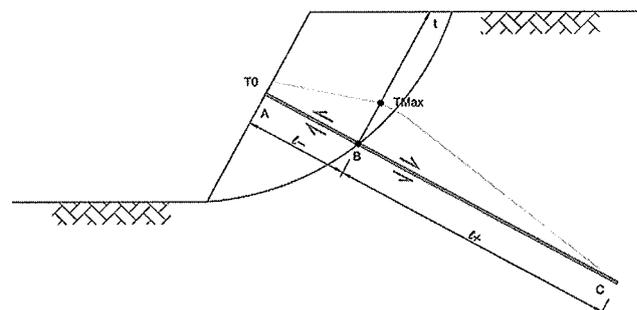


FIG. 3 Variation des efforts le long de l'inclusion. Variation of the forces along the nails.

$$\text{où } T_{MAX} = \text{Min} \left[\frac{T_{barré}}{\Gamma_{acier}} ; \pi \phi_f l + \frac{q_{s, BC}}{\Gamma_{qs}} \right] \quad (4)$$

$$\text{et } T_o = T_{MAX} - \pi \phi_f l - \frac{q_{s, AB}}{\Gamma_{qs}} \quad (5)$$

3.1.4

Calcul de T_1

T_1 est l'effort nécessaire pour mobiliser un frottement suffisant à l'arrière du parement afin d'éviter les mouvements tangentiels.

La figure 4 précise les données du problème.

$$F_{\text{moteur}} = W_T = W \sin \alpha$$

$$F_{\text{Résistant}} = (W_N + T_1) \text{tg} \Phi_i + C_i l$$

$$F_{\text{Résistant}} = (W \cos \alpha + T_1) \text{tg} \Phi_i + C_i l$$

$$FS_G = \frac{F_{\text{Res}}}{F_{\text{Mot}}} = \frac{W \cos \alpha \text{tg} \Phi_i + T_1 \text{tg} \Phi_i + C_i l}{W \sin \alpha}$$

$$T_1 = (FS_G W \sin \alpha - W \cos \alpha \text{tg} \Phi_i - C_i l) \times \frac{1}{\text{tg} \Phi_i}$$

$$T_1 = W \left(FS_G \frac{\sin \alpha}{\text{tg} \Phi_i} \cos \alpha \right) - \frac{C_i l}{\text{tg} \Phi_i}$$

Avec :

$$W = 25 \text{ (kN/m}^3\text{)} \times e \text{ (m)} \times l \text{ (m)} ;$$

Φ_i = angle de frottement à l'interface sol parement ;

C_i = cohésion à l'interface sol parement.

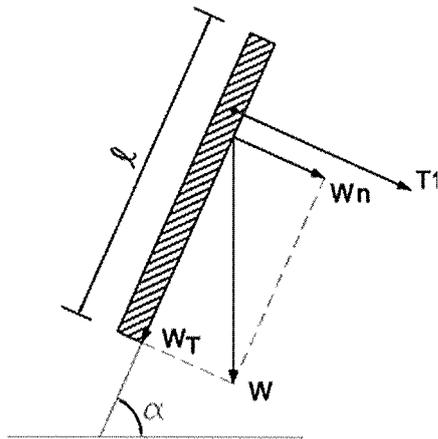


FIG. 4 Modélisation des efforts de glissement de la paroi.
Modelling of the sliding forces of the wall.

L'effort T_1 est distribué entre les clous au prorata des surfaces reprises par chacun d'eux.

3.1.5

Calcul de T_2

3.1.5.1

Généralités

La méthode pour estimer T_2 est une extension de la méthode simplifiée proposée dans l'annexe E3 de la

norme NF 94 270 et consiste, dans un premier temps, à calculer la poussée active à l'arrière du parement considéré comme un écran fictif par la méthode de Culmann.

T_2 est l'effort de confinement apporté par les clous qui garantit la stabilité vis-à-vis des efforts de poussée active sur le parement.

3.1.5.2

Méthodologie générale d'obtention du diagramme des pressions et des résultantes des poussées

Le calcul de chacun des diagrammes de pressions (sol, eau et surcharges) est réalisé suivant le même principe :

- l'écran sur lequel s'exercent les poussées est discrétisé suivant un pas choisi par l'utilisateur ;
- les incréments de poussée s'exerçant sur l'écran sur chaque segment de discrétisation sont calculés par la méthode de Culmann ;
- la répartition des résultantes des poussées sur l'écran permet de calculer le diagramme des poussées, traduites en pression sur l'écran, par dérivation du diagramme des forces ;
- la résultante de la poussée totale est ensuite calculée par sommation des incréments de poussée.

La méthode de Culmann est utilisée pour la détermination des poussées et permet de tenir compte d'une forme quelconque de terre-plein à l'amont du mur et d'une surcharge elle aussi quelconque.

Le point d'application de la poussée est donné par le barycentre du diagramme de pressions déterminé ci-dessus.

C'est une généralisation de la théorie de Coulomb, puisque basée sur des lignes de rupture rectilignes.

Comme le recommande G.B. Tschebotariouff, le frottement sol-écran peut être négligé ($\alpha = 0$) dans le calcul de la poussée qui sera alors légèrement surestimée de 5 à 10 %.

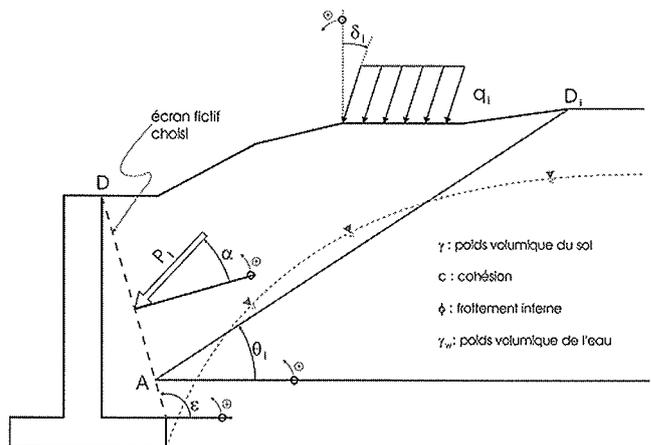


FIG. 5 Détermination de la résultante des poussées.
Calculation of the active earth pressure.

Les forces s'exerçant sur le prisme de terre ADD_i sont les suivantes :

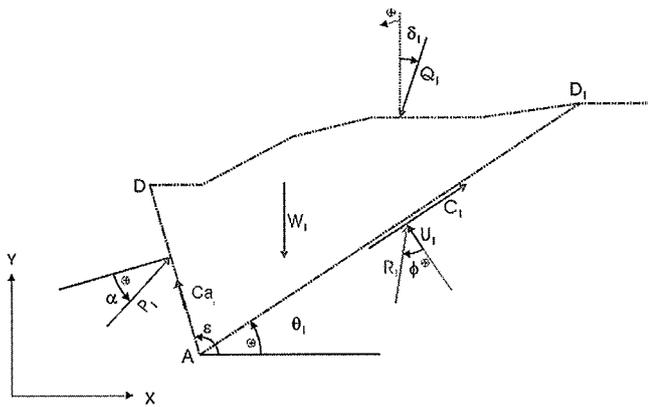


FIG. 6 Forces s'exerçant sur le prisme de terre.
Forces acting on the earth block.

- W_i : poids des terres du prisme ADD_i ;
- W_i : aire $(ADD_i) \times \gamma$;
- Q_i : résultante des surcharges sur le prisme ADD_i . $Q_i = \int q_i$;
- U_i : résultante des pressions interstitielles sur le plan AD_i ;
- C_i : cohésion sur le plan AD_i $C_i = C \times l(AD_i) = C \times l_i$;
- Ca_i : adhérence sur l'écran fictif $Ca_i = Ca \times l(AD)$;
- R_i : réaction du plan AD_i ;
- P_i : résultante des poussées s'exerçant sur le plan AD en considérant le plan de rupture AD_i ;
- α : inclinaison de la poussée active sur l'écran fixée par le concepteur.

Polygone des forces pour la surface de rupture AD

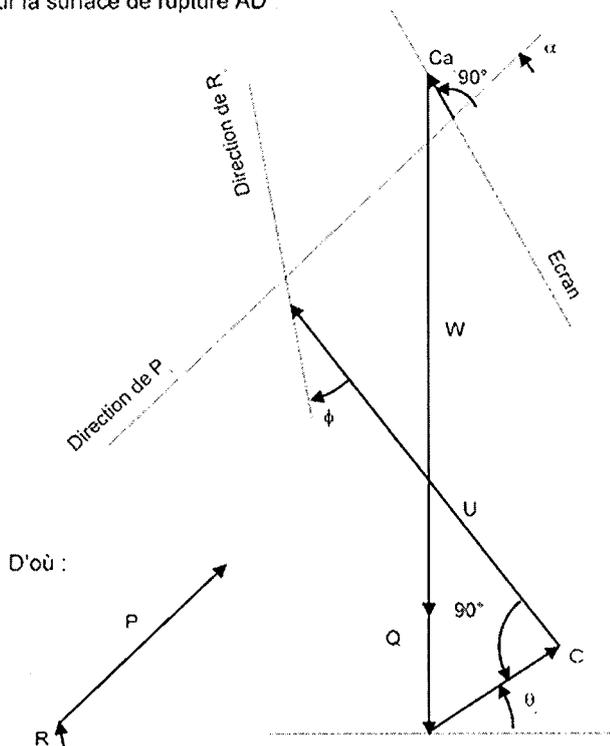


FIG. 7 Polygone des forces.
Polygon of forces.

La conduite de ce calcul pour les plans AD_1 à AD_n , inclinés de θ_1 à θ_n sur l'horizontale permet de déterminer l'évolution de la poussée P_i sur l'écran en fonction de l'inclinaison du plan de rupture considéré.

La méthode de Culmann donne la résultante totale des poussées sur l'écran jusqu'au point A.

Afin de pouvoir tracer le diagramme des pressions s'exerçant sur l'écran, il y a lieu de recommencer le calcul de la résultante totale des poussées pour différentes positions du point A sur l'écran. Les différences de poussées entre deux positions consécutives permettent alors de déterminer le diagramme des poussées sous forme de pression sur l'écran.

Soit :

- σ_j : la pression au point A_j ;
- σ_{j-1} : la pression au point A_{j-1} ;
- Δ_{inc} : la distance entre deux points de discrétisation.

$$\sigma_j \text{ est donné par } \sigma_j = \frac{P_j - P_{j-1}}{\Delta_{inc}}$$

3.1.5.3

Poussée au repos ou poussée active

Pour les valeurs courantes de ϕ , c'est-à-dire comprises entre 25 et 40 degrés, le rapport K_o/K_a , égal en première approximation à $(1 - \sin \phi) / \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$ pour une

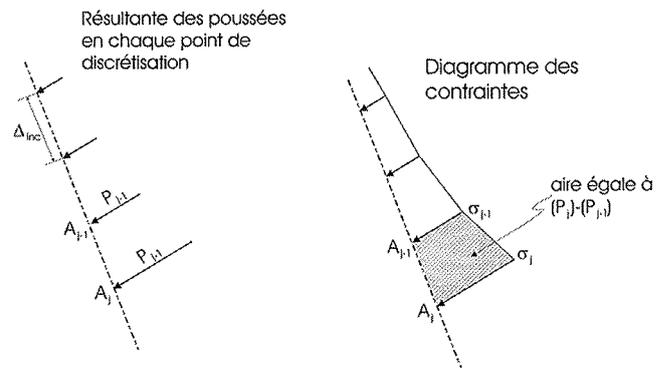


FIG. 8 Calcul des diagrammes de pression sur un écran.
Determination of the pressure diagrams on a wall.

contrainte horizontale est compris entre 1,42 et 1,64, soit environ 1,5 pour un angle de frottement courant de 30 degrés, valeur moyenne des bornes considérées.

En l'absence de tout déconfinement, la poussée exercée sur l'écran serait celle au repos et dans ce cas :

$$T_2 = 1,5P_A$$

Si le déconfinement est tel que l'état actif peut être atteint, alors la poussée exercée sur l'écran serait

$$T_2 = P_A$$

La poussée exercée sur l'écran est donc :

$$T_2 = P_A \left[\frac{K_o}{K_a} \left(1 - \frac{\delta}{\delta_A} \right) + \frac{\delta}{\delta_A} \right]$$

$$\text{soit } T_2 = P_A \left[\frac{K_o}{K_a} + \frac{\delta}{\delta_A} \left(1 - \frac{K_o}{K_a} \right) \right]$$

Avec :

δ déplacement relatif mesuré lors de la réalisation de parois clouées ;

δ_A déplacement relatif de l'écran nécessaire pour atteindre l'état actif.

Le tableau C1 de l'Annexe C3 de la norme NF 1997-1-EC7 donne les mouvements nécessaires pour atteindre l'état actif : ces derniers sont compris entre 0,05H/100 et H/100 suivant l'état de densité d'un sol non cohérent et du type de déplacement du mur.

C.3 Mouvements nécessaires pour mobiliser les pressions limites des terres

(1) Il faut prendre en considération le mouvement nécessaire pour le développement d'un état limite de poussée dans un sol non cohérent derrière un mur de soutènement vertical retenant un massif de terrain à surface horizontale. L'amplitude de ce mouvement dépend du type de mouvement du mur et de la densité du sol. Le tableau C.1 donne l'ordre de grandeur du rapport v_s/h .

Tableau C.1 — Rapport v_s/h

Type de mouvement du mur		v_s/h sol lâche %	v_s/h sol dense %
a)		0,4 à 0,5	0,1 à 0,2
b)		0,2	0,05 à 0,1
c)		0,8 à 1,0	0,2 à 0,5
d)		0,4 à 0,5	0,1 à 0,2

Définitions
 v_s est le mouvement du mur nécessaire pour mobiliser la poussée des terres ;
 h est la hauteur du mur.

FIG. 9 Tableau C1 de l'Annexe C3 de la norme NF 1997-1-EC7.
 Table C1 / Appendix C3 from NF 1997-1-EC7 Standard.

Les déplacements relatifs mesurés lors de la réalisation de parois clouées sont donnés dans les Recommandations CLOUTERRE 1991 et varient dans une fourchette allant de 0,2H/100 à 0,4H/100 pour les sols.

TABLEAU I Ordre de grandeur des déplacements en tête d'un massif cloué.

	Soils semi-rocheux	Sables	Argiles
$d_v = d_h$	h/1 000	2H/ 1 000	4H/1 000
κ	0,8	1,25	1,5

Une borne supérieure de T_2 est donnée pour δ minimal et δ_A maximal, soit :

$$\frac{\delta}{\delta_A} = \frac{2H/1000}{0,5H/100} = 0,4$$

ce qui donne $T_2 = 1,3 P_A$.

Il est donc proposé de retenir comme valeur de la poussée sur l'écran :

$$T_2 = 1,3 P_A.$$

De la même façon que T_1 , T_2 est distribué entre les clous au prorata des surfaces reprises par chacun d'eux.

Si, par contre, toute déformation était bloquée par les dispositions constructives mises en œuvre (blocage des clous à la clé dynamométrique, parois mixtes avec tirants précontraints et clous passifs...), alors la valeur proposée $T_2 = 1,3 P_A$ sous-estime la poussée appliquée sur le parement et la valeur à retenir pour T_2 est $T_2 = 1,5 P_A$.

C'est pourquoi il paraît souhaitable que le concepteur puisse choisir et préciser le coefficient qui permet de passer de la poussée active calculée par la méthode de Culmann à la valeur effectivement appliquée sur l'écran en fonction des déplacements prévus de la paroi.

Ce coefficient varie donc de 1,0 à 1,5 et la valeur devrait être retenue en accord avec les considérations développées dans les paragraphes précédents.

Aux fins de comparaison avec T_0 et T_1 , la valeur de T_2 doit être pondérée par un coefficient de sécurité.

En résumé, la poussée active P_A est calculée par la méthode de Culmann sur l'écran fictif constitué par le parement. Cette poussée active est majorée dans le rapport K_0/K_a pour obtenir la poussée au repos P_0 sur le même écran. La valeur de T_2 est interpolée dans les murs cloués, entre la poussée au repos à déplacement nul et la poussée active nécessitant un déplacement $\delta = 0,5 \% H$. Enfin, cette dernière valeur de T_2 doit être pondérée par un coefficient de sécurité.

3.1.5.4

Comparaison avec la bibliographie

L'Additif 2002 aux Recommandations CLOUTERRE proposait que, sur les deux premiers lits de clous, le calcul soit réalisé

avec : $T_2 = 0,7 K_A \gamma h^2$

$$\text{soit : } T_2 = \frac{0,7}{0,5} P_A = 1,4 P_A$$

et que, sur les lits inférieurs, soit considérée la poussée active P_A .

La norme NF 94-270 sur les ouvrages en sol renforcé propose que la poussée appliquée sur l'écran soit la poussée active majorée sur toute la hauteur d'une contrainte horizontale constante telle que la poussée totale sur l'écran soit égale à la poussée au repos, ce qui revient à considérer que $T_2 = 1,5 P_A$ en vertu des considérations développées dans les paragraphes précédents. Cette dernière disposition paraît extrêmement sécuritaire et non conforme aux comportements et fonctionnements des ouvrages en sol renforcé.

Terzaghi et Peck (1967) ont proposé des diagrammes de pression à considérer pour le dimensionnement des blindages de fouille basés sur l'expérience :

– sables

$$P = 0,65 K_A H^2 \quad \text{soit } T_2 = \frac{0,65}{0,5} P_A = 1,3 P_A$$

– argiles molles et moyennement raides

$$P = 0,875 \left(1 - \frac{4Cu}{\gamma H} \right) \gamma H^2 \quad \text{soit } T_2 = \frac{0,875 \left(1 - \frac{4Cu}{\gamma H} \right) P_A}{0,5}$$

$$\text{soit } T_2 = 1,75 \left(1 - \frac{4Cu}{\gamma H} \right) P_A^{(1)}$$

– argiles raides

$$P = 0,15 \text{ à } 0,30 \gamma H^2 \quad \text{soit} \quad T_2 = \frac{0,15 \text{ à } 0,30}{0,5} = 0,3 \text{ à } 0,6 P_A$$

Byrne *et al.* (1998) (Fig. 5.17 p. 116) ont synthétisé les valeurs d'efforts mesurés au parement. 80 % des valeurs mesurées sont telles que $P \leq 0,6 K_A \gamma H^2$ avec des minimums à 0 et un maximum à $P = 1,5 K_A \gamma H^2$ soit $T_2 \leq 1,2 P_A$ pour 80 % des cas et $T_{2MAX} = 3 P_A$. Il préconise que les efforts au niveau du parement soient considérés comme égaux à $P = 0,5 K_A \gamma H^2$, soit $T_2 = 1,0 P_A$.

Gigan (1986) rapporte des pressions derrière l'écran égales à 60 % de la poussée active soit $T_2 = 0,6 P_A$.

Gudehus (1982), enfin, propose des valeurs T_2 variant de 1,0 à 1,2 P_A .

Les valeurs proposées pour T_2 varient dans une fourchette très large, de 0,6 P_A à 1,2 P_A , pour les auteurs ayant suivi ou rapporté des expérimentations de parois clouées.

CLOUTERRE, fondé sur l'expérimentation, et la norme NFP 94 270 proposent par contre des valeurs plus fortes, respectivement de 1,4 et 1,5.

Au vu des références bibliographiques et des développements proposés ci-avant, la valeur de 1,5 P_A proposée dans la norme NF 94-270 apparaît sécuritaire (ce que cette dernière reconnaît explicitement pour les sols cohérents) et la valeur proposée de 1,3 P_A apparaît être un meilleur estimatif pour les cas courants.

Toutefois, dans les sols ou roches tendres, évolutifs, gélifs, gonflants ou fortement sur-consolidés, une approche du comportement géotechnique de l'ouvrage doit justifier un autre choix.

3.1.5.5

Diagramme de poussée sur l'écran

Indépendamment de la valeur de la poussée sur l'écran, qui a fait l'objet de l'analyse développée au paragraphe précédent, se pose la question de la répartition des pressions sur l'écran correspondant à la force de poussée.

Selon les documents et les auteurs, la répartition à considérer pour distribuer la pression à partir de la valeur T_2 calculée peut varier de triangulaire (Additif CLOUTERRE) à trapézoïdale (Norme NF 94-270 et Terzaghi), voire rectangulaire (Terzaghi). Il est laissé à la latitude au concepteur de choisir le type de distribution.

3.2

Détermination de la longueur de scellement strictement nécessaire

Le but est de déterminer la longueur minimale de chaque lit de clous qui permet d'assurer la stabilité de la paroi.

L'optimisation proposée suppose que la longueur des clous est toujours conditionnée par T_{MAX} .

⁽¹⁾ Si l'on considère non pas la résistance au cisaillement non drainé C_u mais la cohésion effective c' , et que l'on s'intéresse à la variation du coefficient $t = 1,75 \left(1 - \frac{4c'}{\gamma H} \right)$ pour des valeurs de γ et H de 20 kN/m³ et $H = 5$ m, la valeur de t varie entre 1,75 et 1,05 pour une cohésion effective variant entre 0 et 10 kPa, soit 1,4 en moyenne.

Pour cela, l'ensemble des longueurs possibles doit être parcouru en imposant des contraintes constructives et géométriques et déterminer le facteur de sécurité.

La solution optimale correspond à celle dont la somme des produits (longueur de clous x résistance maximale de l'armature) sera minimale. Ce critère permet de minimiser le poids d'acier utilisé.

$$\text{Solution} = \min \left(\sum_{\substack{\text{nclous} \\ \text{nSurfaces}}} T_{\max}(i) * L(i) \right)$$

La contrainte constructive supplémentaire imposée est que les longueurs de clous restent constantes ou diminuent du haut vers le bas.

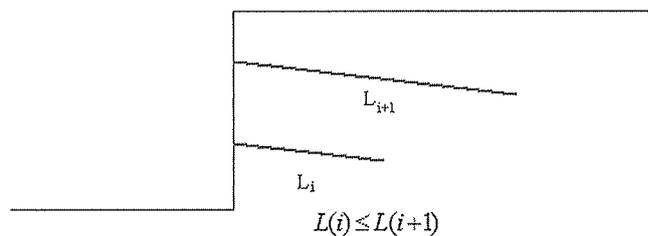


FIG. 10 Disposition constructive imposée sur la longueur des clous.

Constructive arrangement imposed to the length of nails.

L'algorithme d'optimisation utilise la théorie des graphes avec recherche par profondeur.

La méthode permet d'arriver rapidement à la première solution valide, et d'éliminer ainsi plus facilement des itérations.

Cet algorithme permet de parcourir toutes les solutions en éliminant le plus rapidement possible les « branches » que ne sont pas adéquates, c'est-à-dire ne répondant pas à la contrainte imposée ou dont la solution sera forcément moins optimale que celle trouvée précédemment.

Pour réduire le temps de calcul, il est apparu préférable d'itérer cet algorithme avec des valeurs de ΔL décroissantes, minimisant ainsi le nombre de combinaisons.

3.3

Détermination de la section d'armature initialement nécessaire

Connaissant l'effort T_{MAX} qui est strictement nécessaire pour obtenir le facteur de sécurité requis pour une surface de rupture, la section d'armature nécessaire pour la surface de rupture considérée est :

$$A_i = \frac{T_{MAX_i}}{\frac{\sigma_e}{\Gamma \sigma_e}}$$

La section d'armature strictement nécessaire est la section maximale d'armature de toutes les surfaces de rupture

$$A = \text{MAX} [A_i]$$

Lit de clous n° 1
(bas de la paroi)

Lit de clous n° 2

Lit de clous m

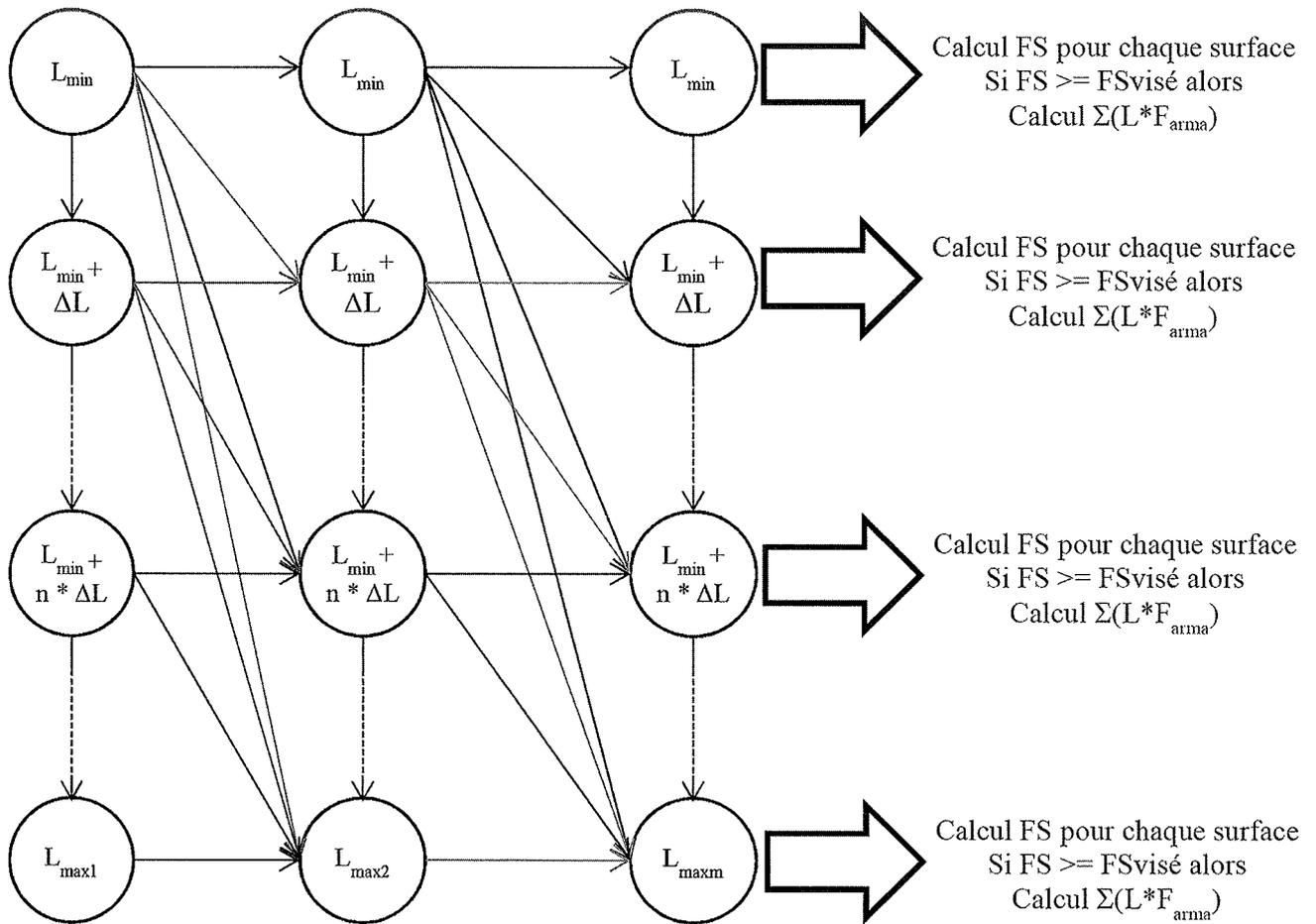


FIG. 11 Algorithme de recherche de longueurs.
Algorithm to reach optimized lengths of nails.

4

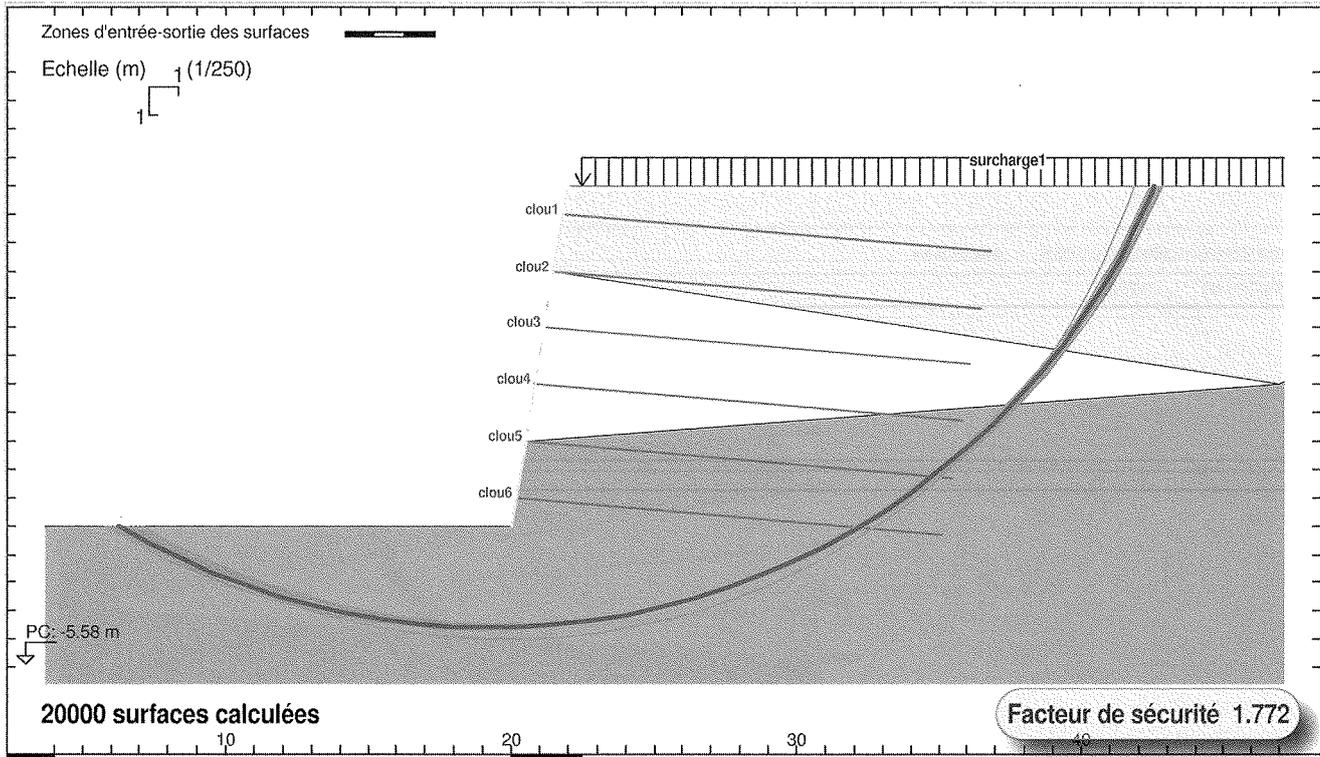
Application opérationnelle

Les propositions développées ci-avant ont été intégrées dans un logiciel de calcul de stabilité.

L'intégration de ces propositions permet non seulement de faire une vérification du caractère admissible du confortement proposé mais une optimisation de ce dernier par une détermination des longueurs et sections optimales et des efforts amenés au parement.

Un exemple des différentes étapes et sorties en est montré sur les figures ci-après. Le cas présenté a, pour des raisons de clarté, été conduit à l'état limite ultime, sans coefficients de sécurité partiels, en visant un facteur de sécurité global de 1,5.

La figure ci-dessous présente les résultats du calcul donnant les longueurs optimisées pour atteindre le facteur de sécurité visé de 1,5.



GEOSTAB® v4.07 du 10/10/2012 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: info@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 72 r. G. de Mestral, Bât. Athéna 1
 Archamps Technopole, 74166 St. Julien en Genevois CEDEX - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
1	(19.00; 19.00) * 1.00	0.000 / 1.00	28.50 / 1.00	120.0 / 1.00
2	(20.00; 20.00) * 1.00	5.000 / 1.00	33.50 / 1.00	190.0 / 1.00
3	(19.50; 19.50) * 1.00	0.000 / 1.00	28.00 / 1.00	70.00 / 1.00

Fichier "Publication_n"
 Méthode de BISHOP modifiée
 Classique
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres γ_r, e : 1
 Coefficient de Méthode 1
 Unités : kN, m

	Ytête	L	α	Esp	\emptyset	F arma
CLOU 1	11.0000	15.00	5.00	1.00	0.115	560.0 / 1.000
CLOU 2	9.00000	15.00	5.00	1.00	0.115	560.0 / 1.000
CLOU 3	7.00000	15.00	5.00	1.00	0.115	560.0 / 1.000
CLOU 4	5.00000	15.00	5.00	1.00	0.115	560.0 / 1.000
CLOU 5	3.00000	15.00	5.00	1.00	0.115	560.0 / 1.000
CLOU 6	1.00000	15.00	5.00	1.00	0.115	560.0 / 1.000

Longueurs initiales

Charges surfaciques et Forces linéaires					
	qg	qd	F	Gamm	θ
1	20.0	20.0		*1.00	0.00

N°	Xc	Yc	R	Fs	Fso	CL1 trac.	CL2 trac.	CL3 trac.	CL4 trac.	CL5 trac.	CL6 trac.
1	19.240	21.660	25.250	1.772	1.627	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	29.790	129.71
2	19.130	21.690	25.300	1.773	1.625	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	31.750	131.42
3	19.030	21.720	25.360	1.773	1.622	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	33.710	133.13
4	19.440	21.590	25.130	1.774	1.633	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	25.900	126.11
5	19.340	21.630	25.190	1.774	1.630	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	27.840	127.68
6	19.540	21.560	25.070	1.774	1.636	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	23.960	124.54
7	18.930	21.750	25.420	1.774	1.620	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	35.680	134.85
8	19.650	21.530	25.020	1.774	1.639	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	22.030	122.98
9	19.750	21.500	24.960	1.774	1.642	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	20.100	121.43
10	19.780	19.180	23.190	1.775	1.664	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	17.290	106.55
Long. des clous optim. (FS = 1.5, Lmin = 5) :						11.350	11.350	11.350	11.350	11.350	11.350

Longueurs finales optimisées pour FS = 1.5

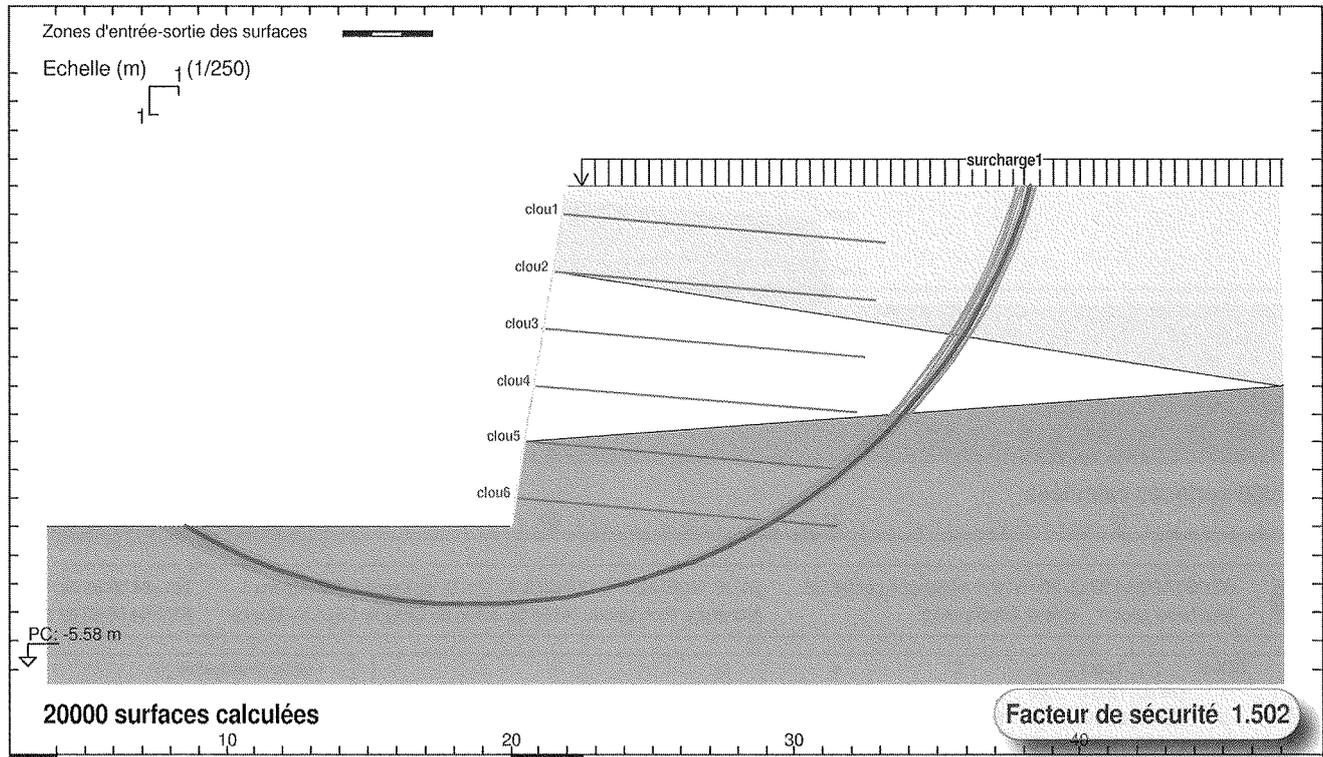
FIG. 12

Calcul de la longueur optimisée pour atteindre un FS visé.

Determination of the optimized length of the reinforcement to reach the safety factor.

La figure suivante présente les efforts T_{MAX} , T_{0r} , T_1 et T_2 obtenus en imposant les longueurs résultant des calculs de l'étape précédente et montre que ces

dernières sont suffisantes pour respecter le facteur de sécurité imposé.




 GEOSTAB® v4.07 du 10/10/2012 développé par GEOS GEOS INGENIEURS CONSEILS, 72 r. G. de Mestral, Bât. Athéna 1 TEL: 04 50 95 38 14
 http://www.geos.fr E-mail: info@geos.fr Archamps Technopole, 74166 St. Julien en Genevois CEDEX - France FAX: 04 50 95 99 36

SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
1	(19.00; 19.00) * 1.00	0.000 / 1.00	28.50 / 1.00	120.0 / 1.00
2	(20.00; 20.00) * 1.00	5.000 / 1.00	33.50 / 1.00	190.0 / 1.00
3	(19.50; 19.50) * 1.00	0.000 / 1.00	28.00 / 1.00	70.00 / 1.00

Longueurs saisies

Fichier "Publication_n"
 Méthode de BISHOP modifiée
 Classique
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres γ_r, e : 1
 Coefficient de Méthode 1
 Unités : kN, m

	Ytête	L	α	Esp	ϕ	F arma
CLOU 1	11.0000	11.35	5.00	1.00	0.115	560.0 / 1.000
CLOU 2	9.00000	11.35	5.00	1.00	0.115	560.0 / 1.000
CLOU 3	7.00000	11.35	5.00	1.00	0.115	560.0 / 1.000
CLOU 4	5.00000	11.35	5.00	1.00	0.115	560.0 / 1.000
CLOU 5	3.00000	11.35	5.00	1.00	0.115	560.0 / 1.000
CLOU 6	1.00000	11.35	5.00	1.00	0.115	560.0 / 1.000

Résistances à la traction initiales

Charges surfaciques et Forces linéaires				
qg	qd	F	Gamm	θ
1	20.0	20.0	*1.00	0.00

N°	Xc	Yc	R	Fs	Fso	CL1 trac.	CL2 trac.	CL3 trac.	CL4 trac.	CL5 trac.	CL6 trac.	Σ trac.
1	18.710	17.610	20.350	1.502	1.409	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.7500	97.390	99.140
2	18.600	17.630	20.380	1.502	1.404	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	4.8200	100.09	104.91
3	18.830	17.600	20.310	1.503	1.414	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	94.690	94.690
4	18.480	17.640	20.420	1.503	1.399	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	7.9000	102.81	110.71
5	18.360	17.660	20.460	1.504	1.395	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.990	105.53	116.52
6	18.250	17.680	20.490	1.505	1.391	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	14.090	108.27	122.36
7	18.940	17.580	20.270	1.506	1.419	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	92.010	92.010
8	18.130	17.690	20.530	1.507	1.387	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	17.190	111.01	128.20
9	18.010	17.710	20.570	1.508	1.383	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	20.310	113.77	134.08
10	19.060	17.570	20.240	1.508	1.424	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	89.340	89.340
Efforts maximums dans les clous (FS = 1.5) :						47.629	47.982	137.13	156.24	121.22	163.89	674.09
Efforts T0 (FS = 1.5) :						3.1660	2.4330	0.0000	14.309	48.866	105.10	173.88
Efforts T1 (FS = 1.5) :						23.133	23.133	2.9807	2.9807	2.9807	22.624	77.901
Efforts T2 (FS = 1.5; T2/Pa = 1.3; $\delta/\phi = 0$) :						70.052	149.31	149.64	149.64	149.14	68.954	736.73
Maximums T0, T1, T2 :						70.052	149.31	149.64	149.64	149.14	105.10	

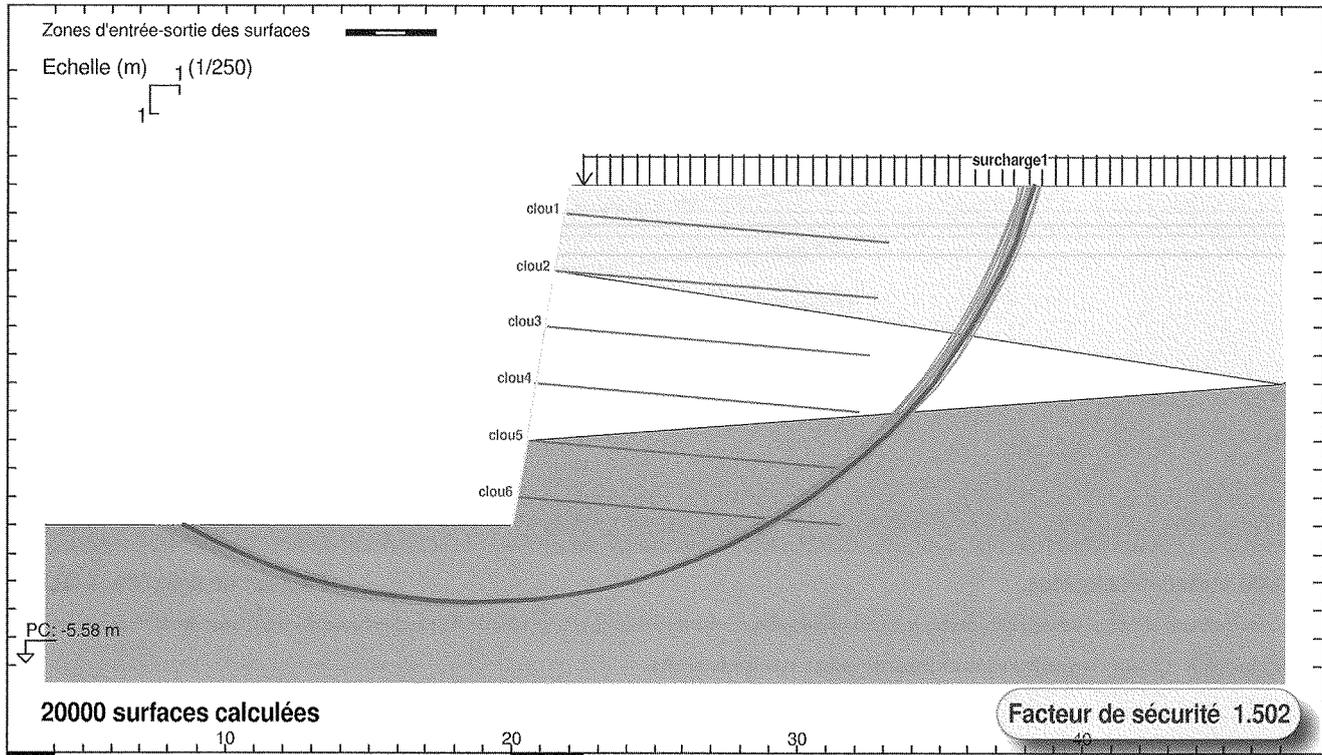
Efforts maximums dans les inclusions pour l'ensemble des surfaces analysées

Efforts maximums au parement

FIG. 13 Calcul des efforts maximums dans les inclusions T_{MAX} et des efforts appliqués au parement T_{0r} , T_1 , T_2 .
 Determination of the maximum efforts in the nail bars T_{max} and of the efforts applied to the face T_{0r} , T_1 , T_2 .

La figure ci-après présente le facteur de sécurité obtenu en imposant les longueurs et les résistances résultant des calculs précédents et montrant qu'elles

sont suffisantes pour atteindre le facteur de sécurité visé.



GEOSTAB® v4.07 du 10/10/2012 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: info@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 72 r. G. de Mestral, Bât. Athéna 1
 Archamps Technopole, 74166 St. Julien en Genevois CEDEX - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
1	(19.00; 19.00) * 1.00	0.000 / 1.00	28.50 / 1.00	120.0 / 1.00
2	(20.00; 20.00) * 1.00	5.000 / 1.00	33.50 / 1.00	190.0 / 1.00
3	(19.50; 19.50) * 1.00	0.000 / 1.00	28.00 / 1.00	70.00 / 1.00

Fichier "Publication_n"
 Méthode de BISHOP modifiée
 Classique
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1
 Unités : kN, m

	Ytête	L	α	Esp	\emptyset	F arma
CLOU 1	11.0000	11.35	5.00	1.00	0.115	47.63 / 1.000
CLOU 2	9.00000	11.35	5.00	1.00	0.115	47.98 / 1.000
CLOU 3	7.00000	11.35	5.00	1.00	0.115	137.1 / 1.000
CLOU 4	5.00000	11.35	5.00	1.00	0.115	156.2 / 1.000
CLOU 5	3.00000	11.35	5.00	1.00	0.115	121.2 / 1.000
CLOU 6	1.00000	11.35	5.00	1.00	0.115	163.9 / 1.000

Résistance à la traction
 saisie correspondant
 aux efforts maximums
 de la page précédente

Charges surfaciques et Forces linéaires					
qg	qd	F	Gamm	θ	
1	20.0	20.0	*1.00	0.00	

N°	Xc	Yc	R	Fs	Fso	CL1 trac.	CL2 trac.	CL3 trac.	CL4 trac.	CL5 trac.	CL6 trac.	Σ trac.
1	18.710	17.610	20.350	1.502	1.409	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.7500	97.390	99.140
2	18.600	17.630	20.380	1.502	1.404	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	4.8200	100.09	104.91
3	18.830	17.600	20.310	1.503	1.414	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	94.690	94.690
4	18.480	17.640	20.420	1.503	1.399	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	7.9000	102.81	110.71
5	18.360	17.660	20.460	1.504	1.395	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.990	105.53	116.52
6	18.250	17.680	20.490	1.505	1.391	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	14.090	108.27	122.36
7	18.940	17.580	20.270	1.506	1.419	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	92.010	92.010
8	18.130	17.690	20.530	1.507	1.387	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	17.190	111.01	128.20
9	18.010	17.710	20.570	1.508	1.383	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	20.310	113.77	134.08
10	19.060	17.570	20.240	1.508	1.424	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	89.340	89.340
Efforts maximums dans les clous (FS = 1.5) :						43.611	43.934	125.56	143.06	110.99	151.33	618.49
Efforts T0 (FS = 1.5) :						0.0000	0.0000	0.0000	18.389	47.159	120.52	186.07
Efforts T1 (FS = 1.5) :						23.133	23.133	2.9807	2.9807	2.9807	22.624	77.831
Efforts T2 (FS = 1.5; T2/Pa = 1.3; $\delta/\phi = 0$) :						70.052	149.31	149.64	149.64	149.14	68.954	736.73
Maximums T0, T1, T2 :						70.052	149.31	149.64	149.64	149.14	120.52	

FIG. 14 Vérification du calcul des efforts maximums T_{max} dans les inclusions.
 Checking of the maximal efforts T_{max} in the nails.

La figure ci-après présente le lieu des efforts maximums dans les clous.

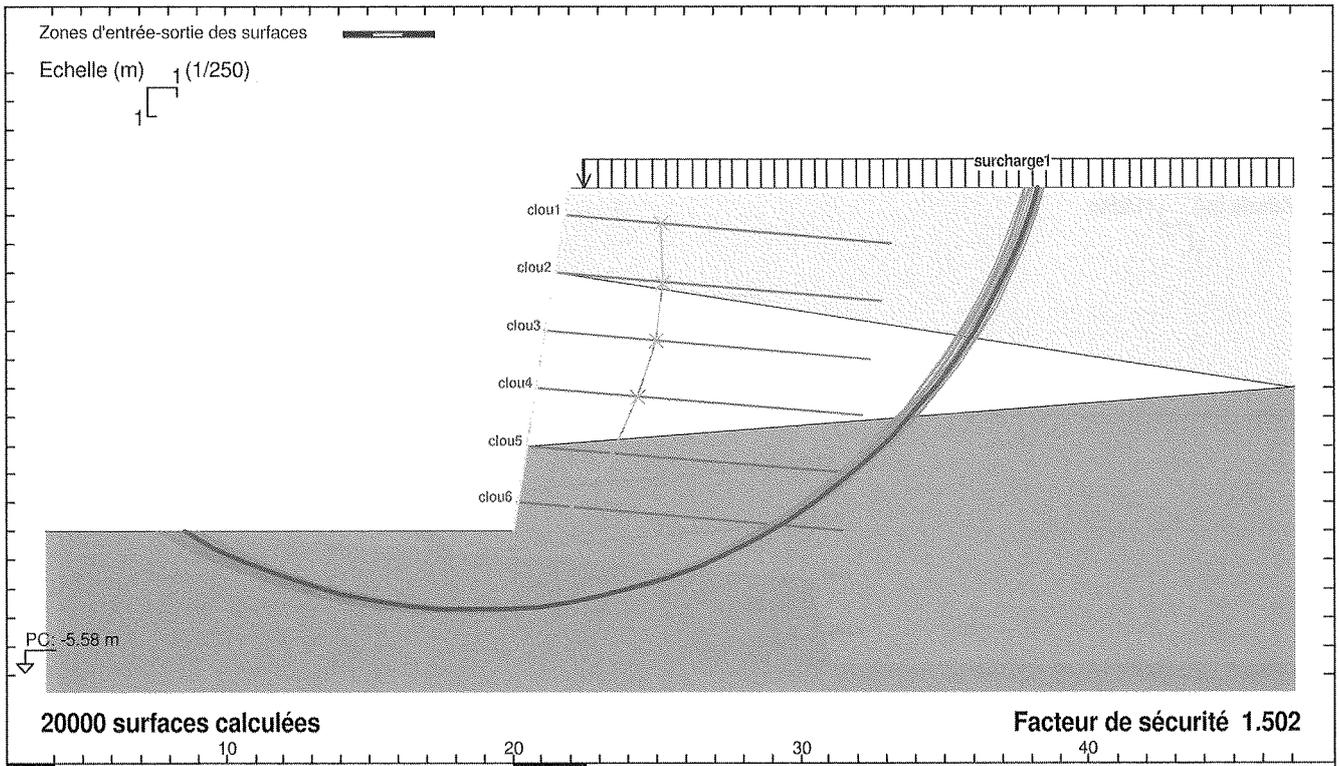


FIG. 15 Lieux des efforts maximums dans les inclusions.
Location of the maximum efforts in the nails.

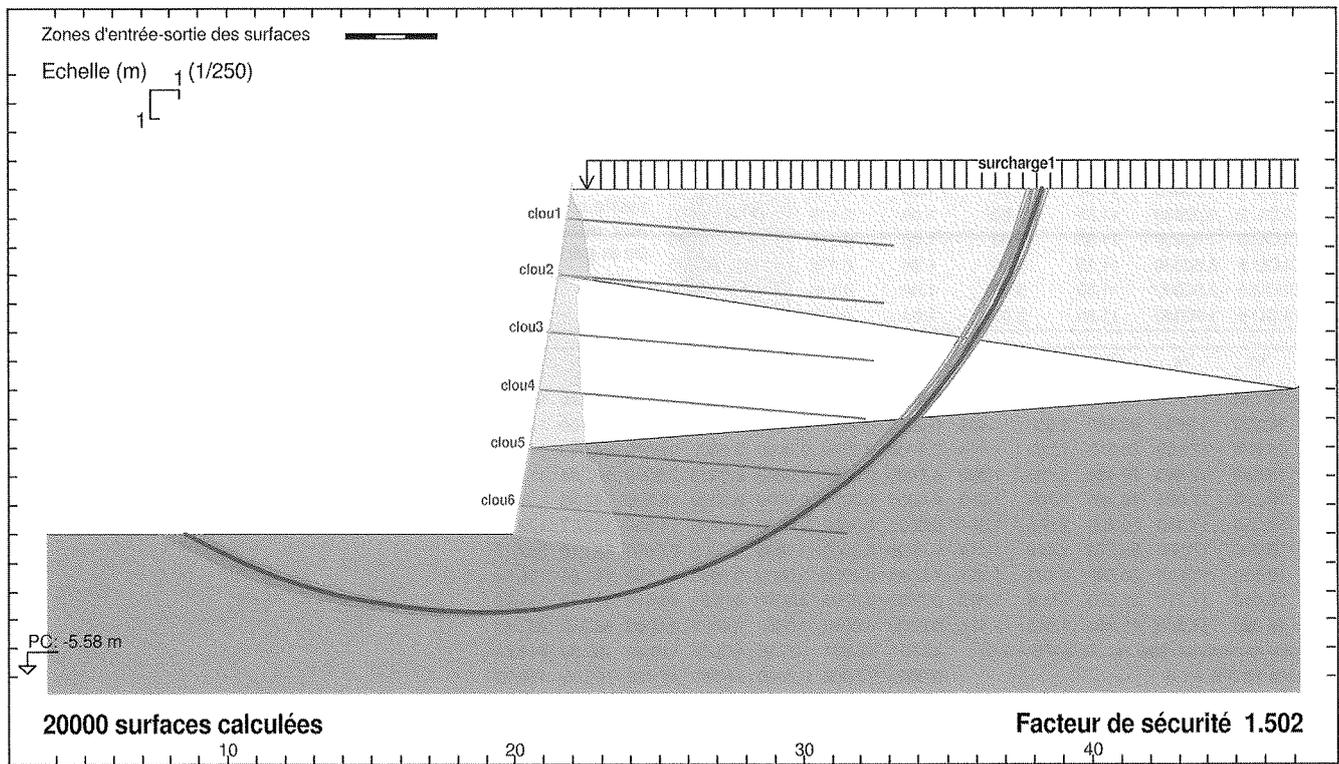


FIG. 16 Diagramme des pressions appliquées au parement calculées par la méthode de Culmann.
Diagram of pressure applied to the face according to Culmann's method.

Le diagramme de poussée active calculé par la méthode de Culmann est montré ci-dessous.

La figure ci-dessous présente le diagramme de pression déduit du choix du maximum T_0 , T_1 et T_2 redistribué sur le parement

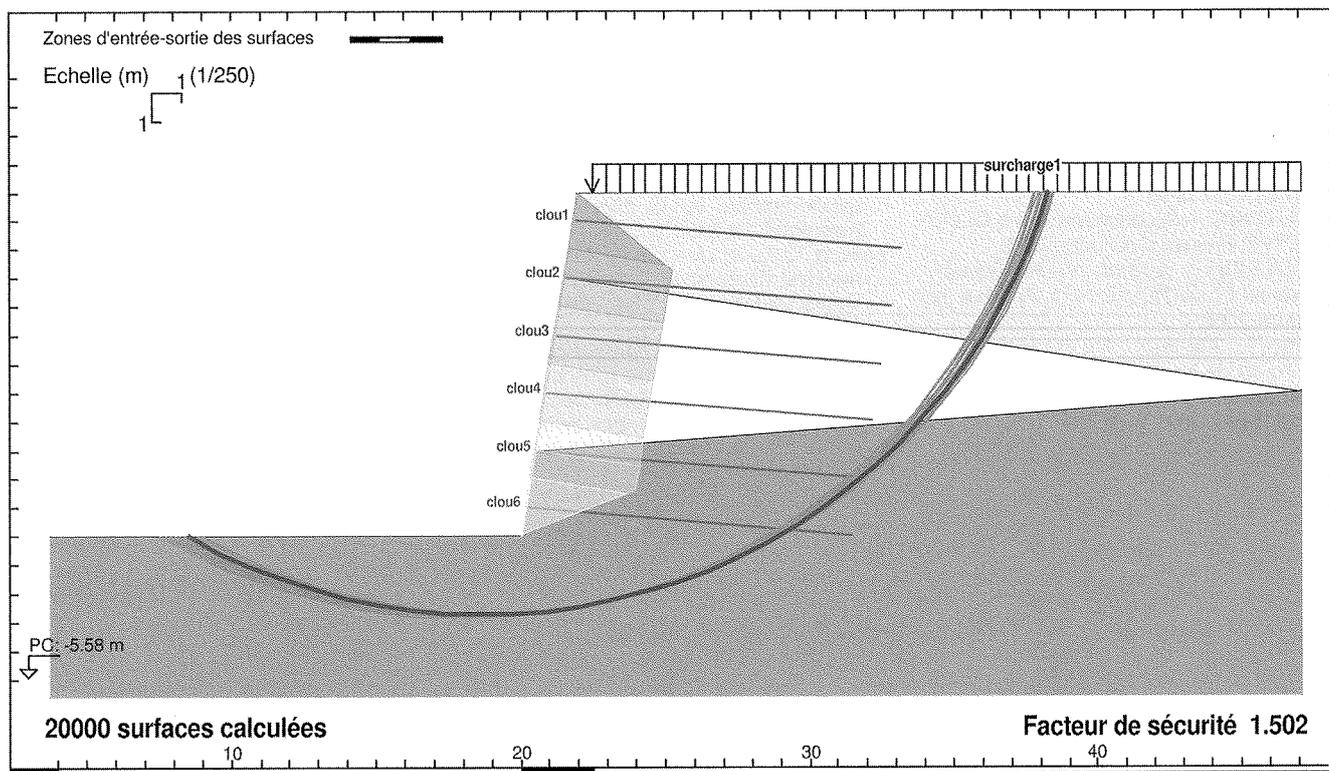


FIG. 17 Diagramme de pressions redéfini pour le calcul de l'effort T_2 .
Diagram of distributed pressure for the determination of the applied pressure to the face.

5

Conclusion

A partir d'un constat de la situation et d'un état de l'art portant sur le dimensionnement des parois clouées, il a été proposé des méthodes permettant de déterminer les longueurs et sections minimales d'armatures, d'optimiser le dimensionnement des inclusions et de déterminer les efforts ponctuels appliqués au parement par les têtes d'inclusions. L'application opérationnelle qui en a été faite s'avère permettre une optimisation économique intéressante du dimensionnement.

Il est recommandé de confronter cette optimisation à une étude de sensibilité du dimensionnement à une variation des paramètres prépondérants que sont l'angle de frottement et le frottement latéral unitaire limite.

Les cas particuliers des sols gonflants, gélifs, évolutifs doivent faire l'objet d'une étude particulière pour déterminer les pressions appliquées au parement.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier MM. C. Chapeau et A. Ménoret qui ont bien voulu nous faire part de leurs critiques constructives, avis, conseils et remarques éclairées après des relectures minutieuses.

Bibliographie

- Blondeau F., et al. – *Méthode de calcul des ouvrages en terre renforcée – Renforcement en place des sols et des roches*. Comptes rendus du colloque international, Presses des Ponts, Paris, 9-11 octobre 1984.
- Byrne R.J., et al. – *Manual for design and construction monitoring of soil nail walls*. Report FHWA-SA-96-69R, 1998.
- Chapeau C. – Communications personnelles, 2011-2012.
- CLOUTERRE – *Recommandations CLOUTERRE*. Presses des Ponts, 1991.
- CLOUTERRE – *Additif aux Recommandations CLOUTERRE 1991*. Presses des Ponts, 2002.
- Delattre L., Martens – Un siècle de calcul d'écran de soutènement – *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées* n° 244-245, 2003, p. 31-51.
- Fau D. – *Le clouage des sols-Application au soutènement de fouille-Étude expérimentale et dimensionnement*. Thèse ENPC, 1987.
- Gigan J.-P. – Applications du clouage en soutènement-Paramètres de conception et de dimensionnement des ouvrages. *Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées*, 143, mai-juin 1986.
- Gudehus G. – Clouage des sols : règles de dimensionnement et leur vérification expérimentale. *Revue française de géotechnique*, 19, 1982, p. 24-37.
- Lazarte C.A., et al. – Geotechnical Engineering Circular n° 7 Soil Nail Walls. Report FHWA, DTEH61-00-C-00109, 2003.
- Marche M., Favre M. – Dimensionnement et fluage à moyen terme d'un mur cloué de grande hauteur. *Conférence Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches*, Berne, 23 avril 1999.
- Menoret A. – *Communications personnelles 2011-2012*.
- Sayao A.S.F.J., et al. – Aspects de projet et instrumentation d'un talus cloué de 40 m de hauteur. *International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, septembre 1995.
- Terzaghi K., Peck E.B. – *Soil Mechanics in engineering practice* New York. John Wiley & Sons, Second edition, 1967.
- Tschebotarioff G.P. – « Ouvrages de soutènement », chapitre 5 in G.A. Leonards, *Les Fondations*, Dunod, 1968.
- Vezole P., et al. – *Calcul géotechnique-Ouvrages de soutènement-Remblais renforcés et massifs en sol cloué*. NF 94-270, AFNOR, 2009.

Comportement d'un massif renforcé par inclusions rigides verticales à inertie variable

D. DIAS

Université Joseph-Fourier
LTHE, Grenoble, France

J. GRIPPON

Franki Fondation
11, rue du Dôme
69630 Chaponost

Résumé

Le développement de réseaux routiers, autoroutiers, ou ferroviaires, ainsi que de grandes installations industrielles sur des sols de fondation de mauvaise qualité nécessite l'utilisation de techniques de renforcement visant à améliorer la performance globale de ces sols à la fois en termes de réduction de tassement et d'augmentation de la capacité portante. Parmi les différentes techniques disponibles, l'amélioration des sols de fondation en incorporant des inclusions rigides verticales semble être une solution particulièrement appropriée, car elle est facile à mettre en œuvre et ne nécessite pas de substitution d'importants volumes de sol compressible.

La technique consiste à réaliser un groupe d'inclusions régulièrement espacées à travers une couche de sol compressible jusqu'à un substratum sous-jacent de capacité portante plus importante. La charge de surface étant ainsi transférée vers le sol compressible par l'intermédiaire d'un matelas de transfert de charge réalisé sur ces inclusions. Les tassements différentiels à la base du matelas entre le sol compressible et les inclusions rigides conduisent à un « effet de voûte » en raison de mécanismes de cisaillement induits.

Une technique de fabrication d'inclusions rigides a été mise au point pour réaliser en une seule opération une inclusion verticale rigide de forme circulaire associée à une tête en forme de cône inversé.

Dans cet article, une étude numérique basée sur le cas concret d'un chantier à proximité de Bourgoin-Jallieu (France) est proposée afin de mettre en évidence le mode de fonctionnement de cette nouvelle technique dans le cas de dallages industriels.

Mots-clés : renforcement, inclusion rigide, modélisation numérique, dalettes, inertie variable.

Behavior of a pile-supported embankment using rigid inclusions with variable inertia

Abstract

The increasing lack of good quality foundation soils allowing the development of roadway, motorway, or railway networks, as well as large scale industrial facilities, necessitates the use of reinforcement techniques aimed at improving the global performance of such soils, both in terms of settlement reduction and increasing load bearing capacity. Among the various available techniques, the improvement of foundation soils by incorporating vertical stiff inclusions appears to be a particularly

appropriate solution, since it is easy to implement and does not require any substitution of significant volumes of soft soil. The technique consists in driving a group of regularly spaced inclusions through the soft soil layer down to an underlying competent substratum, the surface load being thus transferred to this substratum by means of those reinforcing inclusions, which illustrates the case of a piled embankment. The differential settlements at the base of the embankment between the soft soil and the stiff inclusions lead to an "arching effect" in the embankment due to shearing mechanisms in the fill. A technique for producing rigid inclusions has been developed to achieve in a single operation a rigid circular pile associated with a cone shaped head reversed on the place of a rigid circular pile with a distribution armed slab. In this article, a numerical study based on a real case (a pile-supported road near Bourgoin-Jallieu (France)) is proposed to highlight the functioning mode of this new technique in the case of industrial slabs.

Key words: improvement, vertical rigid pile, numerical modeling, pile cap, variable inertia.

1

Introduction

La réalisation de remblais renforcés par inclusions rigides verticales rigides pour supporter des charges réparties (route, culée de pont, remblai, sols industriels, stations d'épuration...) a fortement augmenté en France.

Le procédé traditionnel consiste en la réalisation d'une maille régulière d'inclusions rigides, combinée à un matelas qui permet le transfert de charge par cisaillement et qui peut aboutir à la création de voûtes de charge (Okyay, 2010 ; Low, 1999 ; Hewlett, 1988 ; Fioravante, 2011). Ces mécanismes dans le matelas conduisent à limiter les tassements absolus et à minimiser les tassements différentiels (Briançon, 2004 ; Simon, 2012 ; Jenck, 2005, Kempfert 1999 ; Ellis 2009a, 2009b ; Demerdash, 1996).

Afin d'avoir en partie inférieure de la plate-forme de transfert de charge une surface de contact plus importante permettant une meilleure répartition des efforts sur les inclusions, tout en maintenant un nombre d'inclusions identiques, une augmentation de la section de la tête de l'inclusion est possible.

Ce système existe sous la forme de dalettes de béton préfabriquées placées sur la tête de l'inclusion. L'inconvénient majeur de ce dispositif réside dans le fait qu'il nécessite deux interventions distinctes (achèvement de l'inclusion et installation de la dalle de béton préfabriquée) et est difficile à mettre en place.

La notion d'inclusions rigides à inertie variable (INIV) permet donc de réaliser une inclusion circulaire associée à une tête conique. Elle peut être réalisée en une seule opération (Fig. 1) et assurer ainsi la continuité de l'inclusion.

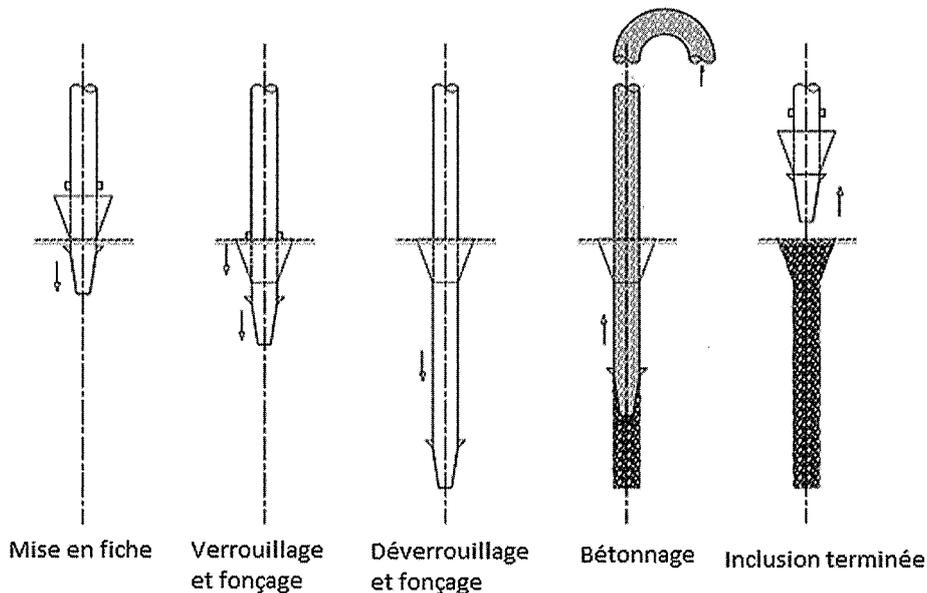


FIG. 1

Mode d'exécution d'une inclusion INIV.
Execution process of a INIV inclusion.

Description du projet

2.1

Informations générales

Dans le cadre de la création d'un regroupement de plusieurs bâtiments hospitaliers sur un même site au sein de la ville de Bourgoin-Jallieu (France), le gouvernement français a décidé de créer une route 2 x 2 voies en élargissant la route existante et de réaliser un carrefour d'accès à ce Médipôle. Ces ouvrages ont été réalisés par la mise en place de remblais sur des sols compressibles.

Les travaux d'amélioration par inclusions rigides ont été effectués sur une longueur d'environ 400 m. La solution initiale consistait en la création d'inclusions rigides associées à des dalles de béton préfabriqué. Une autre solution innovante a été proposée : la création d'inclusions rigides circulaires d'un diamètre de 0,35 m avec un diamètre de la tête élargie de 0,80 m (inclusions rigides à inertie variable) selon une maille régulière pour renforcer des sols fortement compressibles.

Les inclusions rigides à inertie variable ont été associées à un renforcement géosynthétique horizontal avant la réalisation des remblais et la création de la chaussée. Le choix des inclusions rigides à inertie variable a été fait pour plusieurs raisons : sa réalisation facile (pas besoin de mettre en œuvre des dalles de béton préfabriqué), la réduction du temps d'exécution, l'augmentation de l'efficacité et des économies importantes en termes de matériaux (béton et acier).

2.2

Contexte géotechnique

Le lieu de réalisation de l'ouvrage renforcé (Fig. 2) est un ancien marécage plus ou moins sec avec une nappe phréatique à faible profondeur. Les différentes investigations géotechniques ont mis en évidence la succession lithologique suivante :

- une couverture de limon argileux brun à noirâtre ;
- des alluvions récentes composées de trois ensembles principaux relativement hétérogènes :
 - principalement de l'argile alluviale, plastique, gris à beige, compressible à très compressible,
 - tourbe brune à noire à base de plantes décomposées,
 - alluvions argilo-limoneux humide et très compressibles,
- une couche de gravier sableux compacté. L'horizon rigide est situé à environ 5 mètres de profondeur.

3

Modélisation numérique

L'étude numérique proposée vise à mieux comprendre le comportement des plates-formes de transfert de charge réalisées sur inclusions rigides à inertie variable. Cette étude académique utilise la géométrie réelle et les propriétés des matériaux constitutifs du site de Bourgoin-Jallieu.

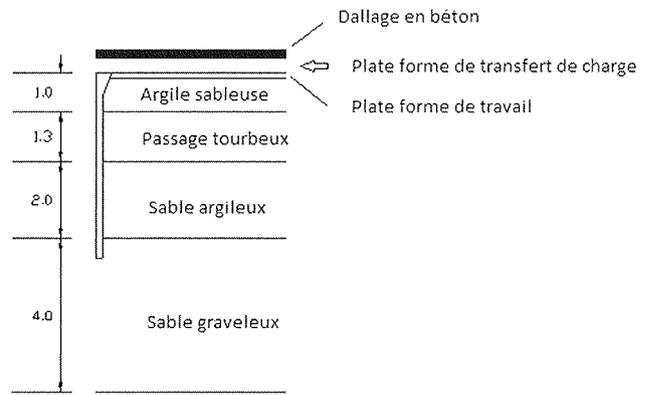


FIG. 2 Coupe géologique.
Geological section.

Une cellule élémentaire représentative d'un motif de maille carrée de 2,5 m de côté a été considérée. La figure 3a représente la vue latérale de l'inclusion et la 3b la cellule unitaire simulée dans le modèle numérique. La géométrie 3D est simplifiée à une géométrie bidimensionnelle en configuration axisymétrique en utilisant un rayon équivalent de 1,41 m pour la cellule élémentaire. Un modèle numérique par éléments finis a été défini à l'aide du code de calcul Plaxis. Ce type de modélisation (simplification 3D vers le 2D) conduit à des résultats avec une bonne précision par rapport à une modélisation 3D. L'erreur entre les modèles axisymétriques et 3D est inférieure à 9 % (Nunez, 2007).

3.1

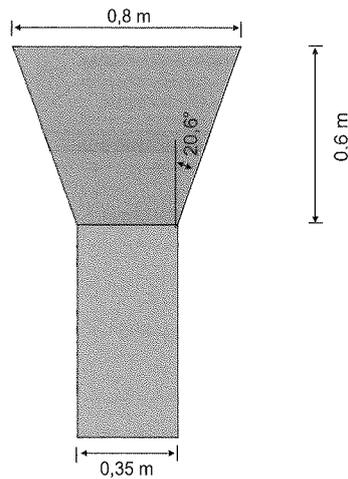
Modèles numériques

La géométrie étudiée (Fig. 3b) est constituée de 4,3 m de hauteur de couches horizontales compressibles supposées homogènes (argile sableuse, tourbe et de sable argileux). Ces horizons sont renforcés par des inclusions rigides verticales circulaires de 0,35 m de diamètre. Les inclusions ont 4,8 m de longueur et sont espacées de 2,5 m. Sur l'argile sableuse, une plate-forme de travail de 0,3 m de hauteur a été créée. La plate-forme de 0,5 m de hauteur a été réalisée sur les inclusions. La figure 3a présente le détail de la tête de l'inclusion à inertie variable. Le cas de référence de cette étude a été dimensionné pour tenir compte de la présence d'une structure à la surface. Une dalle de béton d'une épaisseur de 0,22 m est placée sur la plate-forme de transfert de charge. Une surcharge de 25 kPa est ensuite appliquée sur cette structure.

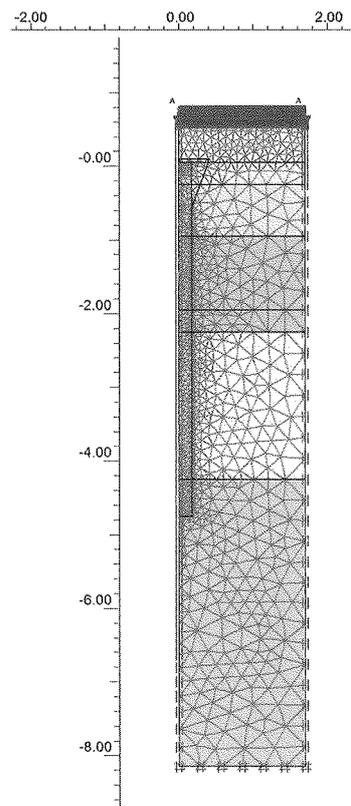
Une campagne d'essais géotechniques (œdomètres, essais triaxiaux, un essai de chargement et des pénétromètres) ont permis d'obtenir les caractéristiques géomécaniques des couches de sol. Une surconsolidation de 10 kPa a été initialement appliquée à la couche d'argile sableuse.

Le modèle de comportement adopté pour les couches compressibles est le modèle Soft Soil mis en œuvre dans Plaxis. Le tableau I présente les paramètres géomécaniques retenus pour ces couches.

Pour les autres couches de sol (plate-forme de transfert de charge, plate-forme de travail et l'horizon de gravier sableux), un modèle de comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec un cri-



a) Détail de la tête de l'inclusion rigide



b) Modèle numérique adopté

FIG. 3 Détail de la cellule élémentaire simulée.
Detail of the unit cell modelled.

TABLEAU I Paramètres géomécaniques pour la simulation des sols en utilisant le modèle Soft Soil.

Parameters for the geomechanical simulation using the Soft Soil constitutive model.

Horizon	C_c	C_s	e_0	$\phi' (^{\circ})$	γ (kN/m ³)
Argile sableuse	0,45	0,04	1,17	29,4	15
Tourbe	1,31	0,13	2,46	19,3	15
Sable argileux	0,45	0,04	1,17	23,2	18

tère de rupture de type Mohr-Coulomb a été adopté (tableau II). Pour les éléments de structure, de l'élasticité linéaire a été utilisée.

Tous les calculs numériques ont été réalisés en conditions drainées.

Des interfaces frottantes ont été placées entre les inclusions et les couches de sol compressible. Une contrainte limite de frottement $q_s = 30$ kPa a été utilisée.

Les calculs numériques ont été analysés en efficacité en termes de contrainte. Différents auteurs proposent ce terme, afin de déterminer l'efficacité du renfort (Terzaghi, 1943 ; Hewlett et Randolph, 1988 ; British Standard BS8006, 1995 ; Guido *et al.*, 1987 ; Russell et Pierpoint, 1997 ; Rogbeck *et al.*, 1998). L'efficacité en termes de contraintes représente le rapport entre la charge transmise à la tête de l'in-

clusion et la charge totale sur la maille élémentaire. Un autre paramètre a été défini l'efficacité en termes de tassement qui représente la réduction en termes de tassement calculé par le rapport entre le tassement du dallage renforcé par inclusions rigides par rapport au tassement du dallage en champ libre. La définition de ce ratio est définie par la formule suivante :

$$E_{\text{Tassement}} = 1 \frac{S_{\text{renforcé}}}{S_{\text{non renforcé}}} \quad (1)$$

où $S_{\text{renforcé}}$ représente le tassement du dallage renforcé par inclusions rigides et $S_{\text{non renforcé}}$ le tassement du dallage en champ libre.

4

Résultats

4.1

Cas de référence

La figure 4 présente le champ de déplacement vertical dans le massif de sol, le tassement maximum est situé à l'interface entre la plate-forme de travail et le matelas de transfert de charge entre les deux inclusions. La figure 5 permet d'identifier clairement le point neutre où le tassement du sol de fondation et celui de l'inclusion sont égaux et où l'inclusion atteint son chargement maximal. A ce stade, la contrainte maximale verticale dans l'inclusion est égale à 2 490 kN/m².

TABLEAU II

Paramètres géomécaniques pour les autres couches de sol et les éléments structurels
Geomechanical parameters of other soil layers and structural elements.

Soil layer	E (MPa)	ν	ϕ' (°)	C' (kPa)	ψ' (°)	γ (kN/m ³)
Plate-forme de transfert de charge	50	0,3	35	0	5	20
Plate-forme de travail	30	0,3	30	0	0	19
Gravier sableux	90	0,3	41	10	5	19
Dallage en béton	11 000	0,2				25
Inclusions rigides	8 000	0,2				25

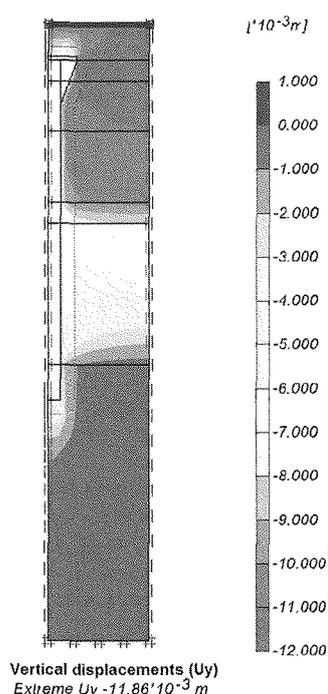
Vertical displacements (U_y)
Extreme U_y -11,86'10⁻³ m

FIG. 4 Champ de déplacement vertical dans le massif.

Vertical displacement field in the soil mass.

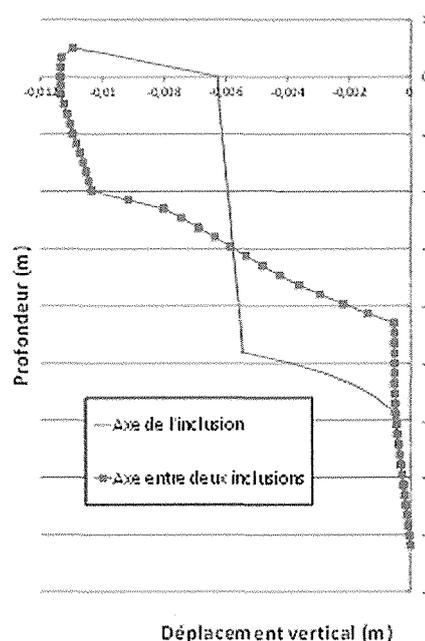


FIG. 5 Déplacement vertical de l'inclusion et entre deux inclusions.

Vertical displacement of the inclusion and between two inclusions.

Dans le cas de référence, le moment de flexion dans l'inclusion atteint la valeur de 14,08 kN.m/m.

Un point intéressant est la répartition du frottement le long du fût de l'inclusion. Dans le cas d'un renforcement INIV, le frottement est seulement saturé à la pointe de l'inclusion (frottement ultime atteint). Cela est dû à l'inclinaison de la tête de l'inclusion qui ne permet pas l'augmentation du frottement le long de l'inclusion sur les 0,6 m du haut de la tête. Dans cette zone, le frottement négatif ne peut se développer et est donc transféré vers les couches inférieures. Dans le cas de ce type d'inclusions, un soin tout particulier doit être porté sur les conditions de frottement en pointe d'inclusion. En termes de chargement dans la zone renforcée, du fait de la faible hauteur entre la tête de l'inclusion et le dallage, des cisaillements partiels se développent mais ne peuvent conduire à la formation d'une voûte complète. Une concentration des contraintes se produit donc sur la tête d'inclusion.

En raison de l'inclinaison de la tête de l'inclusion, une traction de 0,5 MPa apparaît à l'angle où l'inertie de l'inclusion devient variable. Le béton constituant l'inclusion peut toutefois reprendre une contrainte de traction de 1,2 MPa.

4.2

Influence de l'épaisseur du matelas

L'étude de l'influence de l'épaisseur du matelas permet de mettre en évidence l'épaisseur nécessaire pour développer une voûte complète au-dessus des inclusions. On peut voir que, pour une valeur supérieure à 0,70 m pour l'épaisseur de matelas (cas de référence), une diminution du moment de flexion est observée. Cet effort atteint une valeur négligeable pour une épaisseur de matelas égale à la distance entre les inclusions verticales. Il n'est donc pas nécessaire d'augmen-

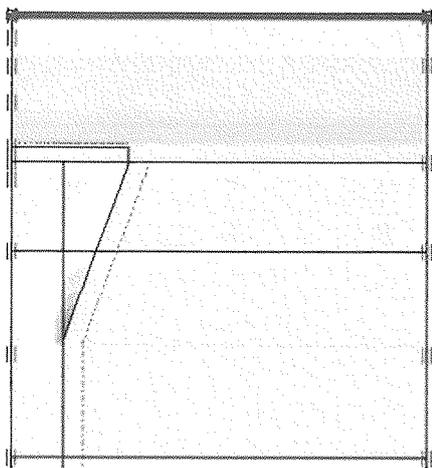


FIG. 6 Contrainte de cisaillement.
Shear stress.

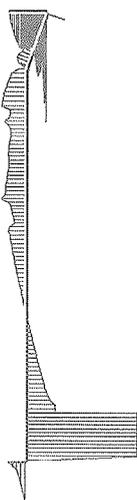


FIG. 7 Frottement le long de l'inclusion (maximum 110 kPa).
Friction along the inclusion (maximum 110 kPa).

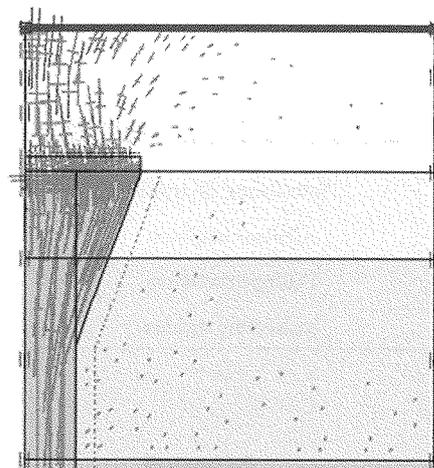


FIG. 8 Contraintes principales (compression maximale de 2,21 MPa).
Principal stress (maximum compression of 2.21 MPa).

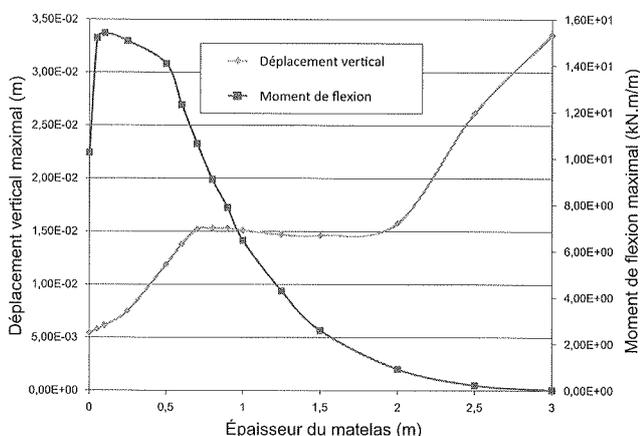


FIG. 9 Déplacement vertical maximal et moment de flexion maximal suivant l'épaisseur du matelas.
Maximum vertical displacement and maximum bending moment according to the thickness of the mattress.

ter l'épaisseur du matelas à la valeur de la maille pour permettre le développement de l'effet de voûte.

4.3

Influence du diamètre de l'inclusion rigide

Pour montrer l'influence d'une tête à inertie variable, une étude préliminaire prenant en compte une inclusion circulaire conventionnelle a été mise en œuvre. L'influence du diamètre de l'inclusion a été étudiée par une étude paramétrique basée sur le cas de référence. Le diamètre de l'inclusion a été modifié dans un intervalle allant de 0,35 m à 2 m.

La figure 9 montre l'évolution du déplacement maximal en fonction de l'augmentation du diamètre de l'inclusion. La diminution de ce paramètre est importante jusqu'à un diamètre de 0,50 m. Après cette valeur du diamètre, le déplacement vertical atteint un seuil. En termes de moment de flexion dans la dalle, cette valeur du diamètre de l'inclusion est une zone intéressante, où l'évolution du moment de tension change. Avant cette valeur, on observe une augmentation jusqu'à un maximum de 13 kN.m/m, puis on observe une diminution du moment de flexion.

Dans cette configuration, une inclusion de diamètre 0,7 m correspond au cas où le dallage est le plus chargé et où sa contribution à la limitation du déplacement vertical est la plus élevée. Pour des valeurs plus élevées

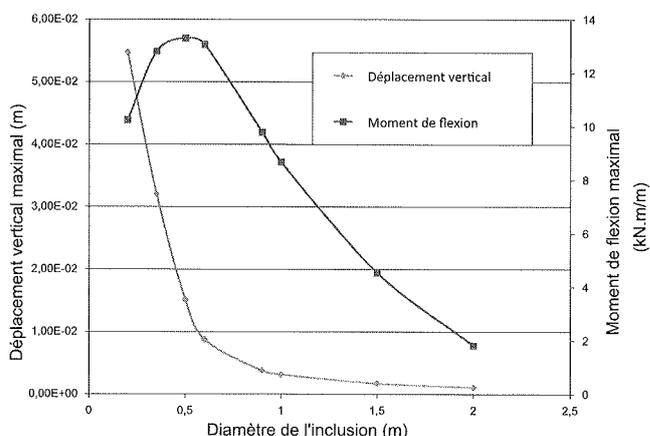


FIG. 10 Déplacement vertical maximal dans le sol et moment de flexion maximal dans le dallage en fonction du diamètre en tête d'inclusion.
Maximum vertical displacement in the soil and bending moment in the pavement according to the diameter at the top of inclusion.

du diamètre de l'inclusion, la flexion du dallage est moins prononcée à cause du diamètre de l'inclusion et conduit ainsi à une diminution du moment de flexion. Ces résultats dépendent de la hauteur du matelas (qui était une constante lors de l'étude paramétrique proposée ici).

La figure 11 présente les efficacités en termes de contraintes et de tassement. Ces deux quantités présentent la même évolution. Leur valeur augmente avec le diamètre de l'inclusion.

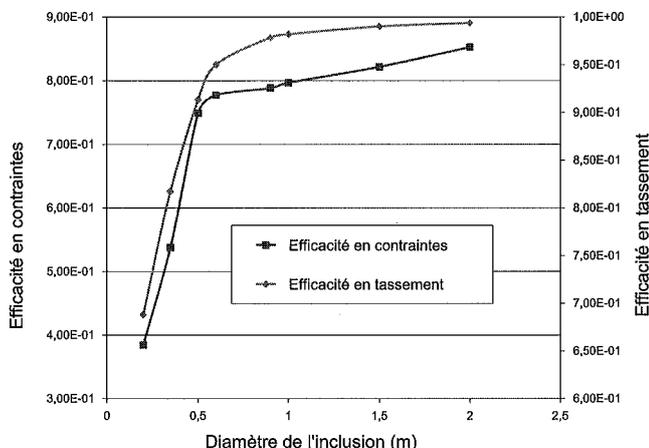


FIG. 11 Efficacité en termes de contraintes et de tassement.
Efficacy in terms of stress and settlement.

4.4

Comparaison avec une inclusion à inertie variable (inclusions INIV)

Pour comparer le comportement des inclusions circulaires avec celles qui ont une inertie variable, une étude paramétrique sur la tête de l'inclusion de diamètre a été entreprise. Le diamètre de la partie inférieure de l'inclusion a été fixé à 0,35 m, puis le diamètre de la tête a été modifié dans une plage allant de 0,35 m à 2 m.

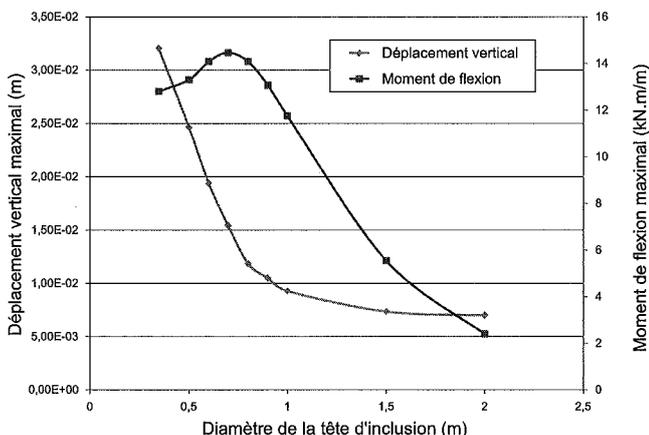


FIG. 12 Déplacement vertical maximal dans le sol et moment de flexion dans le dallage en fonction du diamètre en tête d'inclusion.
Maximum vertical displacement in the soil and bending moment in the pavement according to the diameter at the top of inclusion.

Le comportement de l'inclusion rigide à inertie variable est très proche du comportement de l'inclusion circulaire conventionnelle. La figure 12 présente une diminution du déplacement verticale jusqu'à un plateau avec l'augmentation du diamètre de la tête d'inclusion. Dans un même temps pour le moment de flexion on observe une augmentation puis une diminution du moment de flexion avec un passage par un pic pour une valeur du diamètre de la tête d'inclusion de 0,7 m.

Dans la suite de l'étude, les comparaisons entre les deux types d'inclusions seront toujours effectuées en considérant le diamètre de la tête.

La figure 13 montre la comparaison entre les deux types d'inclusions en termes de déplacements verticaux. Il est intéressant de noter que pour un même diamètre de la tête, les inclusions circulaires sont plus efficaces et permettent de mieux réduire les déplacements à l'interface entre la plate-forme de travail et le matelas de transfert de charge.

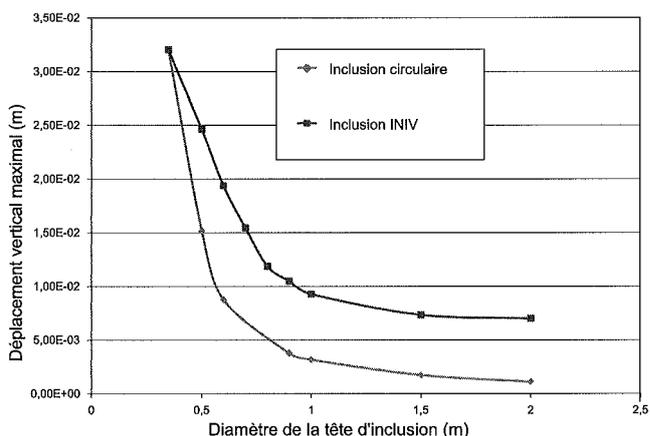


FIG. 13 Confrontation en termes de déplacement vertical maximal entre les inclusions circulaires et celles à inertie variable.
Confrontation in terms of maximum vertical displacement between circular inclusions and variable inertia ones.

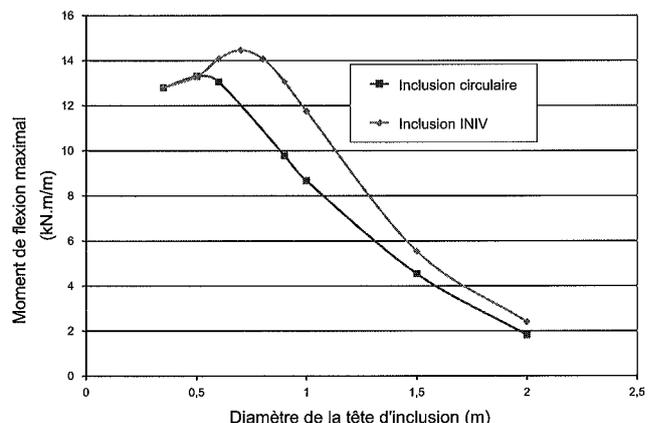


FIG. 14 Confrontation en termes de moment de flexion entre les inclusions circulaires et celles à inertie variable.
Comparison in terms of bending moment between the circular inclusions and the variable inertia ones.

Conclusion

Le mode de fonctionnement des inclusions rigides à inertie variable est différent de celui des inclusions circulaires conventionnelles. Le frottement négatif ne peut pas être totalement développé au niveau de la tête de l'inclusion et les efforts sont donc redistribués le long du fût de l'inclusion. Une plus grande attention doit être portée quant aux conditions de frottement à la pointe de l'inclusion.

La comparaison entre les inclusions à inertie variable avec les circulaires a montré que les deux types d'inclusions ont le même comportement si l'on considère les moments de flexion dans le dallage ou l'efficacité en termes de contraintes ou de tassement.

Avec le même diamètre de la tête, l'inclusion circulaire permet une réduction plus importante du tassement et du moment de flexion induit dans le dallage que l'inclusion à inertie variable. Toutefois, le volume nécessaire de matériau devant être inclus est beaucoup plus important pour une inclusion circulaire de même diamètre.

En comparant une inclusion à inertie variable dans le cas de référence et une inclusion circulaire de même diamètre de fût, la diminution du tassement vertical est plus importante dans le cas des inclusions à inertie variable. Toutefois, le moment induit dans le dallage en incluant les inclusions à inertie variable reste plus grand.

L'élargissement du diamètre de la tête à une valeur de 1,00 m pour une inclusion à inertie variable de fût de diamètre 0,35 m dans la configuration de référence permet aux inclusions à inertie variable d'être plus efficaces que les inclusions circulaires de diamètre de fût identique en termes de réduction de tassement vertical et également en termes de moment de flexion dans le dallage.

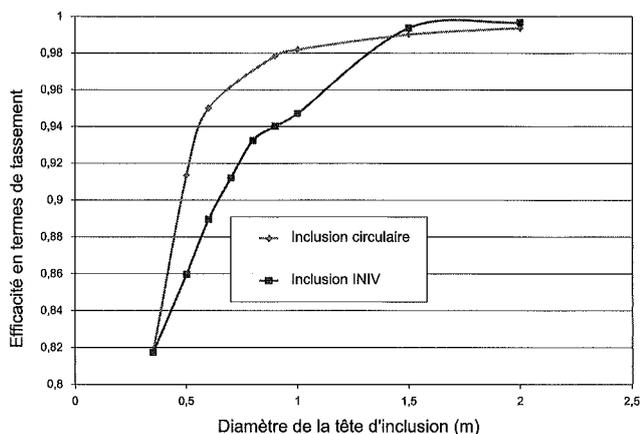


FIG. 15 Efficacité en termes de tassement pour les inclusions circulaires et celles à inertie variable.

Efficacy in terms of settlement for circular and variable inertia inclusions.

La même tendance est observée pour les moments de flexion. Les inclusions circulaires sont plus efficaces. Ce qui est dû au déplacement relatif entre le sol et la tête de l'inclusion qui est plus élevé dans le cas de l'inclusion à inertie variable. Toutefois, le volume de matériau incorporé (tableau III) est significativement plus faible dans le cas d'une inclusion rigide à inertie variable par rapport à une inclusion circulaire de même diamètre de tête (76 % de réduction sur une tête de diamètre 0,8 m).

Si l'on compare une inclusion à inertie variable (diamètre de la tête de 0,80 m et fût de 0,35 m) et une inclusion circulaire de diamètre 0,35 m, la réduction du déplacement vertical est beaucoup plus importante (baisse de 63,2 %) dans le premier cas. Toutefois, le moment de flexion induit dans le dallage est plus important dans le cas des inclusions à inertie variable (hausse de 7,4 %).

TABEAU III. Volume nécessaire de béton pour les différents types d'inclusions.
Necessary concrete volume for the different types of inclusions.

Diamètre de la tête d'inclusion (m)	0,35	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,50
Volume de l'inclusion circulaire (m ³)	0,46	0,94	1,36	1,85	2,41	3,05	3,77	8,48
Volume de l'inclusion à inertie variable (m ³)	0,46	0,49	0,51	0,54	0,57	0,60	0,64	0,86

Bibliographie

- Briançon L., Kastner R., Simon B., Dias D. – État des connaissances. Amélioration des sols par inclusions rigides. *Actes du colloque international sur l'amélioration des sols en place* (Dhouib A., Magnan J.-P., Mestat P. Eds.), Paris, Presses des Ponts et Chaussées, 2004.
- BS8006, British Standards – *Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills*. Section 8 : Design of Embankments with Reinforced Soil Foundation on Poor Ground. British Standard Institution, London, 1995, p. 80-121.
- Demerdash M.A. – *An experimental study of piled embankments incorporating geosynthetic basal reinforcement*. Thèse de doctorat, University of Newcastle-upon-Tyne, 1996.
- Ellis E.A., Aslam R. – *Arching in piled embankments : comparison of centrifuge tests and predictive methods*. Part 1 of 2, *Ground Engineering*, June 2009a, p. 34-38.
- Ellis E.A., Aslam R. – *Arching in piled embankments : comparison of centrifuge tests and predictive methods* – Part 2 of 2, *Ground Engineering*, July 2009b, p. 28-31.
- Fioravante V. – Load transfer from a raft to a pile with an interposed layer. *Géotechnique*, 61, n° 2, 2011, p. 121-132.
- Guido V.A., Kneuppel J.D., Sweeny M.A. – Plate loading tests on geogridreinforced earth slabs. *Proceedings of the Geosynthetics '87*, New Orleans, USA, IFAI, 1987, p. 216-222.
- Hewlett W.J., Randolph M.F. – Analysis of piled embankments. *Ground Engineering*, 21 (3), 1988, p. 12-18.
- Jenck O., Dias D., Kastner R. – Soft Ground improvement by vertical rigid piles-Two-dimensional physical modelling and comparison with current design methods. *Soils and Foundation*, vol. 45, n° 6, 2005, p. 15-31.
- Kempfert H.G., Zaeske D., Alexiew D. – Interactions in reinforced bearing layers over partially supported underground. *Proc. of the 12th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7-10 June 1999, Amsterdam, Pays-Bas. Rotterdam. Balkema, 1999, vol. 3, p. 1527-1532.
- Low B.K., Tang S.K., Choa V. – Arching in piled embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 120, n° 11, 1994, p. 1917-1938.
- Nunez M.A., Dias D., Poilpré, C., Kastner, R. – Influence of vertical rigid inclusions as ground improvement technique over a roadway embankment. 2D and 3D numerical modelling. *5th International Workshop on Application of Computational Methods in Geotechnical Engineering*, Guimaraes, Portugal, 2007.
- Okay U.S. – *Étude expérimentale et numérique des transferts de charge dans un massif renforcé par inclusions rigides. Application à des cas de chargements statiques et dynamiques*. PhD thesis, université de Lyon, INSA, Lyon, 2010.
- Russell D., Pierpoint N. – An assessment of design methods for piled embankments. *Ground Engineering*, 30 (11), 1997, p. 39-44.
- Rogbeck Y., Gustavson S., Södergren I., Lindquist D. – Reinforced pile embankments in Sweden – design aspects. *Proceedings 6th Int. Conf. on Geosynthetics*, Atlanta, vol. II, 1998, p. 755-762.
- Simon B. – *Amélioration des sols par inclusions rigides*. Presses des Ponts, 2012.
- Terzaghi K. – *Theoretical soil mechanics*. J. Wiley and Sons, New York, 1943.

L'observation et l'expérience

Résumé

L'article présente une réflexion autour de la recherche expérimentale et des idées nouvelles. Un exemple est donné et montre comment une petite modification de la façon de mesurer le coefficient de perméabilité d'une roche peut changer l'utilisation que l'on doit en faire.

Mots-clés : observateur, expérimentateur.

P. HABIB

Laboratoire de Mécanique
des Solides
École Polytechnique
91128 Palaiseau

The observation and the experience

Abstract

The article presents a reflection about the experimental research and new ideas. An example is given and shows how a small modification of the method for measuring the permeability of rock can change the final interpretation.

Key words: observation, experimentation.

Préambule

Dans *L'Introduction à l'étude de la médecine expérimentale*, Claude Bernard distingue l'observation et l'expérience. Il estime qu'au cours d'une observation (médicale ou autre) il est possible qu'une idée nouvelle apparaisse. Pour aller plus loin, il est alors nécessaire de réfléchir autour de cette idée et de concevoir une nouvelle expérience pour approfondir cette idée. (Par exemple, si au cours d'une observation astronomique il apparaît quelque chose d'inattendu, il est souhaitable de monter une expérience nouvelle pour expliquer et approfondir ce qu'on vient de voir.)

Il faut alors avoir été élevé et avoir vécu dans des laboratoires pour bien saisir l'importance de tous les détails des nouveaux procédés d'investigation, car il peut surgir quelque phénomène imprévu qui donnera des idées sur des orientations nouvelles à imprimer à la Recherche...

Mais, ajoute Claude Bernard, la méthode expérimentale ne donnera pas d'idées neuves ou fécondes à ceux qui n'en ont pas (Première partie, chapitre 1 : « De l'observation et de l'expérience »).

Il est bien évident que pour Claude Bernard les deux parties sont liées, observation et expérience, mais, cependant, dans son discours, c'est bien l'observateur qui dirige l'expérimentateur, même s'ils ne sont qu'une seule et même personne ! En bref, pour Claude Bernard, l'observateur et l'expérimentateur sont égaux, même s'il y en a un qui est un peu plus égal que l'autre.

Introduction

Il est certainement intéressant d'examiner la genèse d'une idée nouvelle dans des domaines très différents de celui de la médecine, par exemple dans le domaine du génie civil et plus particulièrement dans le domaine des recherches faites à l'occasion des grandes catastrophes. On prendra ici pour exemple les recherches faites après la rupture du barrage de Malpasset, en 1959 avec 423 morts et d'énormes dégâts dans la ville de Fréjus, aux routes et aux voies de chemin de fer y accédant. Et tout cela malgré tout le savoir d'un concepteur de réputation internationale et des travaux de construction réalisés par l'une des plus grandes entreprises françaises. A l'époque, cette catastrophe a laissé pantois le petit monde des ingénieurs en France, mais aussi à l'étranger. Le concepteur, André Coyne, a écrit : « J'ai barré le Zam-bèze et je n'ai pas réussi sur un ruisseau... ».

Il fallait absolument comprendre ce qui s'était passé alors qu'il existait des barrages-voûtes de même conception et qui se portaient très bien. Il y avait donc une cause cachée.

Bien entendu, il y eut d'abord une commission d'enquête administrative pour évaluer les dégâts, identifier les blocs de béton et morceaux de roches restés sur place ainsi que la géologie du site à remplacement du barrage.

Il y eut ensuite une commission judiciaire pour situer les responsabilités des uns et des autres et, peut-être, pour comprendre la cause des accidents.

Enfin, il y eut des travaux d'études et des réflexions par les ingénieurs des entreprises concernées par la

construction de tels ouvrages et appelés à en réaliser d'autres en France ou à l'étranger.

Le bureau d'études Coyne et Bellier décida, de son côté, de définir tout ce qu'on pouvait imaginer sur les propriétés du site pour étudier toutes les observations faites durant les trois ou quatre années précédant la catastrophe, c'est-à-dire la rupture de la voûte en béton et celle du site ou de ce qu'il en restait et dont on va parler maintenant.

Les essais en laboratoire

Le bureau d'études Coyne et Bellier confia au Laboratoire de mécanique des solides de l'École polytechnique l'étude de tous les essais mécaniques et physiques que l'on savait faire à l'époque – et il y en avait beaucoup – sur les matériaux du site et plus particulièrement sur les matériaux rocheux (densité, porosité, teneur en eau, résistance en compression simple et en contraintes triaxiales des roches humides ou sèches, dispersion des résultats, effets d'échelle, fluage, anisotropie, module d'Young, coefficient de Poisson, vitesse de propagation du son, etc.). Tout paraissait normal par rapport aux conditions géologiques et en particulier il n'y avait pas de fluage ni d'effets différés.

Les essais de perméabilité

Ne voyant rien de particulièrement inquiétant dans les essais mécaniques et se souvenant que la roche en place était forcément humide (ou même dans l'eau) il pouvait être intéressant de connaître la perméabilité de la roche. *A priori* ce n'était pas facile car cette perméabilité paraissait très petite et les essais classiques de perméabilité de mécanique des sols n'étaient pas adaptables. En effet, pour ceux-ci les essais sont généralement réalisés avec des écoulements plans : dans un cylindre vertical un échantillon de terre est placé entre deux pierres poreuses et l'eau s'écoule du haut vers le bas (Fig. 1).

La perméabilité d'un sable peut être de l'ordre de 10^{-3} m/s ou même plus grande et celle d'une argile peut être de l'ordre de 10^{-10} m/s. Or pour les roches, il faut s'attendre à des perméabilités de l'ordre de 10^{-7} m/s à 10^{-17} m/s. Avec des perméabilités de l'ordre de 10^{-10} m/s la moindre fuite était insupportable. Il fallait donc concevoir des essais spécifiques avec de nou-

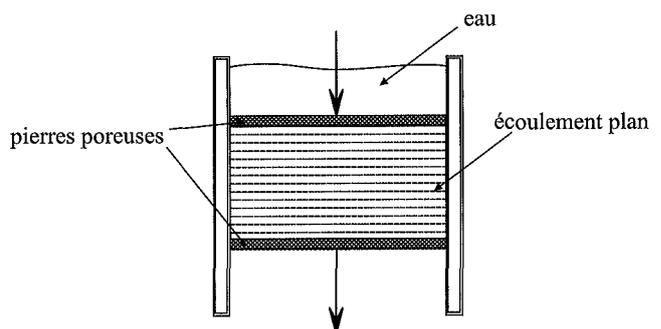


FIG. 1

Essai de perméabilité (écoulement plan).
Permeability test (plane discharge).

veaux matériels. On abandonna l'écoulement plan au profit d'un écoulement radial convergent. Une éprouvette cylindrique de roche ayant un trou axial borgne est collée sur une embase percée. Cette éprouvette est placée dans une chambre remplie d'eau sous pression. La quantité d'eau qui s'échappe de ce montage permet – par un calcul facile – de connaître le coefficient de perméabilité (Fig. 2).

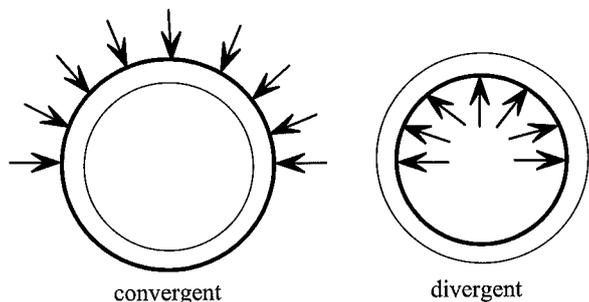


FIG. 2 Écoulement radial.
Radial discharge (converging or diverging).

Un montage expérimental est toujours coûteux sans qu'on soit sûr des résultats. Mais ces derniers sont-ils fidèles ? C'est-à-dire, par exemple, est-ce que les débits sont les mêmes lorsque la pression d'injection est atteinte en pression croissante ou en pression décroissante ? Pour renforcer le moral, l'un de nous dit en plaisantant : « Si cela ne marche pas on pourra toujours faire l'essai dans l'autre sens en injectant le liquide sous pression dans le trou axial et en récupérant le liquide à l'extérieur ! »

Finalement l'essai prévu s'est très bien passé mais les résultats n'étaient pas toujours les mêmes en fonction de la pression d'injection. Alors on a essayé la méthode qui n'était que de la plaisanterie c'est-à-dire que la pression d'injection soit faite à partir du trou axial. Et le résultat fut très net : la perméabilité était fonction du sens de la pression et, à la limite, la pression interne pouvait faire éclater l'éprouvette. Cela était évident puisque l'on sait que toutes les roches naturelles sont fissurées. De sorte que dans nos essais lorsque l'écoulement était convergent l'éprouvette était comprimée tangentiellement, ce qui avait tendance à refermer les fissures. Et lorsque l'écoulement était divergent au contraire cela avait pour effet d'élargir les fissures, donc d'augmenter la perméabilité. Ces résultats s'accordent donc avec le caractère très fissuré de la roche du site de Malpasset. Des essais furent alors faits sur des roches très différentes et en particulier sur des roches provenant des fondations de différents barrages. Les roches de Malpasset s'avèrent plus sensibles, et de beaucoup, que toutes les autres.

5

Interprétation pour le barrage de Malpasset

La force qu'un barrage-voûte exerce sur sa fondation est la somme de son poids (qui est vertical) et de la pression de l'eau sur la face arrière du barrage, face qui est à peu près verticale. La force exercée par l'eau est donc à peu près horizontale. Ces deux forces

s'additionnent et donnent une résultante inclinée vers le bas qui a pour effet de diminuer la perméabilité de la roche en place. Un écran peu perméable est ainsi créé à l'avant de l'ouvrage. Les infiltrations d'eau provenant du réservoir se heurtent alors à cet écran et changent l'équilibre du massif rocheux constituant la base du barrage jusqu'à la rupture de la fondation.

Cette constatation engendre une conception nouvelle pour un barrage : un écran d'étanchéité doit être créé par exemple par des injections à l'arrière du barrage, écran vertical ou incliné vers l'arrière et aussi par un drainage sous le barrage et dans le talus aval de façon à lui laisser un potentiel de stabilité. Cette conception nouvelle fut mise en œuvre par Pierre Londe et fut la leçon principale tirée de la catastrophe de Malpasset pour la construction des barrages-voûtes.

6

Alors, observation ou expérience ?

Ce n'est pas si simple. Il faut évidemment que les chercheurs dépassent l'expérience faite et soient capables de se rendre compte de ce que cela peut entraîner dans les travaux qu'ils sont amenés à connaître. Dans le cas de la roche de Malpasset des expériences sur un nouveau barrage en construction sont évidemment exclues car étant à la fois trop chères et trop dangereuses. En définitive, expérimentateur ou observateur doivent avoir du talent pour comprendre ce qui s'est passé ou pour faire face aux dangers d'accidents dans une nouvelle façon de construire.

Il faut donc, comme le dit Claude Bernard, « avoir été élevé dans des laboratoires, etc. » et connaître très largement le sujet étudié...

Mais qu'a-t-on dit sur le sujet ? Pas grand-chose. Voici quelques citations ou exemples :

1) Le rôle-clé de l'expérimentation, François Bacon (1561-1626) disait : « Si tant de découvertes utiles ont été faites par hasard ou par rencontre, lorsque les hommes ne les cherchaient pas et pensaient à autre chose... mais, en revanche, ils ont perdu un temps infini en méditation et en fictions intellectuelles. Mais si nous avions auprès de nous quelqu'un qui put répondre à toutes les questions... sur les phénomènes naturels, avant peu d'années toutes les causes seraient découvertes et les sciences achevées. »

2) Pour Platon le vide n'existe pas, car la nature a horreur du vide. Malheureusement, le pompage de l'eau ne fonctionne pas au-dessus de 10 mètres de haut et, si la nature a horreur du vide en dessous de 10 mètres, cela fait très mauvais effet. Pascal, malade, demanda donc à son ami Florent Périer de monter au sommet du puy de Dôme, en 1648, avec un tube de verre fermé en haut et rempli de mercure pour montrer que l'air a un poids et que la colonne de mercure y est plus courte qu'en bas à Clermont.

3) Les attractions à distance sont très difficiles à comprendre, même si on connaît leurs effets, par exemple le fer est attiré par un aimant. La mère de famille qui répond à son fils qui lui demande « pourquoi suis-je tombé ? » : « parce que tu es trop lourd ! ». Il faut tout le génie de Newton, assis sous un pommier et regardant la Lune, pour penser en voyant tomber une pomme : « Pourquoi la Lune qui est attirée par la Terre ne tombe-t-elle pas ? »

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
IFSTTAR
Cité Descartes
14-20, bd Newton
Champs-sur-Marne
77447 Marne-la-Vallée CEDEX 2

Frédéric PELLET
INSA-Université de Lyon
Département de Génie civil
et d'Urbanisme
Laboratoire de Génie civil
et d'Ingénierie environnementale
Bât. Coulomb - 20, av. A. Einstein
69621 Villeurbanne CEDEX

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 *note technique*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les nom, prénom, organisme, adresse, 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 de Gama. *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

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