

Compactage respectueux de l'environnement pour une voie ferrée

HOLEYMAN ALAIN

Place du Levant 1, B-1348 Louvain-la-Neuve

holeyman@gce.ucl.ac.be

La méthode de compactage en profondeur par pieux de compactage est décrite, et un exemple d'application pour la réalisation de plusieurs ponts de chemin de fer est présenté. La performance de l'amélioration en profondeur d'une couche relativement homogène de sable de granulométrie fine à moyenne est contrôlée, pendant et après exécution, sur base d'essais CPT. Une méthode de dimensionnement du procédé est proposée utilisant l'indice de frottement du CPT (friction ratio) comme un paramètre régissant l'aptitude du sol à se laisser densifier. Aucune amélioration significative de la résistance au cône n'est obtenue dans ce cas de chantier pour des couches ayant un indice de frottement CPT supérieur à 3%.

Introduction

Il est de nos jours possible d'améliorer le sol in situ jusqu'à une profondeur allant jusqu'à 20 m et parfois même 30 m. Cette amélioration du sol peut s'obtenir au moyen, soit d'une densification dans le cas des sols perméables, soit d'un renforcement dans le cas des sols mous imperméables (par exemple par colonnes ballastées). La densification en profondeur des sols perméables peut être réalisée notamment par la technique des pieux de compactage. Cette dernière technique introduit en profondeur du matériau sélectionné au moyen d'impacts générés le long d'une verticale. Cette dernière technique a été retenue pour plusieurs sites de la « Flevolijn » à Almere (Pays-bas) en raison de la nécessité de maintenir l'étanchéité (aquitard) séparant la couche de sable aquifère à densifier d'une nappe phréatique saumâtre la surplombant.

Description de la méthode

Une machine de battage Franki traditionnelle est utilisée pour l'enfoncement d'un tube épais et la manipulation d'un mouton via son treuil. Le tube est d'abord déposé sur la surface du sol et rempli de sable et/ou de gravier jusqu'à une hauteur suffisante. La chute interne modérée du mouton compacte le matériau remplissant le tube pour former un bouchon qui, via le frottement généré par effet de silo, va se solidariser au tube. Le tube est ensuite enfoncé sous des coups d'énergie croissante appliqués sur le bouchon et ce, jusqu'au niveau le plus bas de la couche qui doit être compactée.

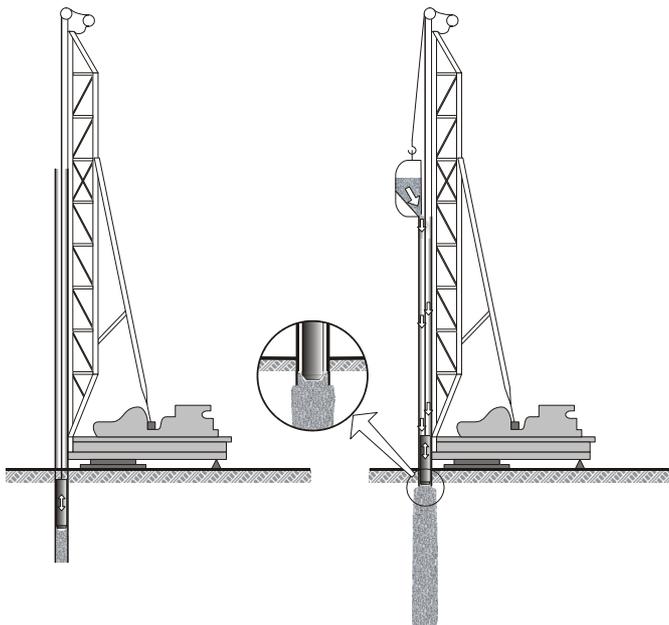


Figure 1. (a) *Battage du fourreau* (b) *Damage du matériau d'apport*

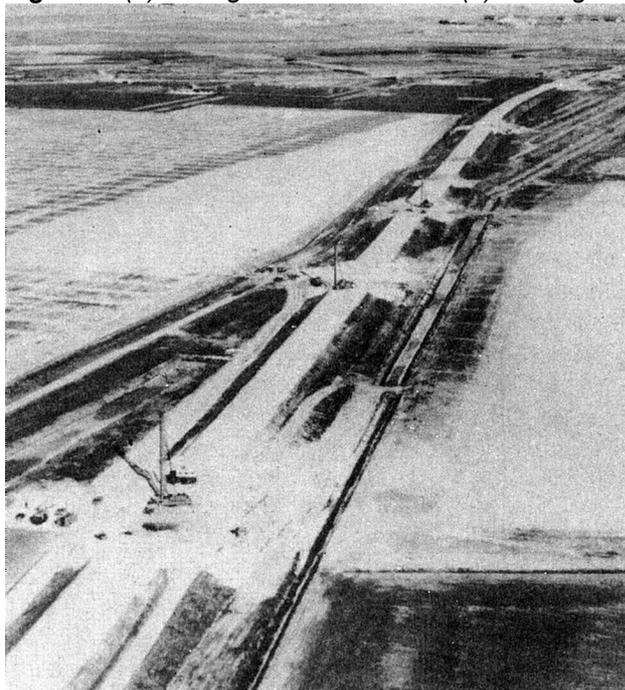


Photo 1. *Vue aérienne de la « Flevolijn »*

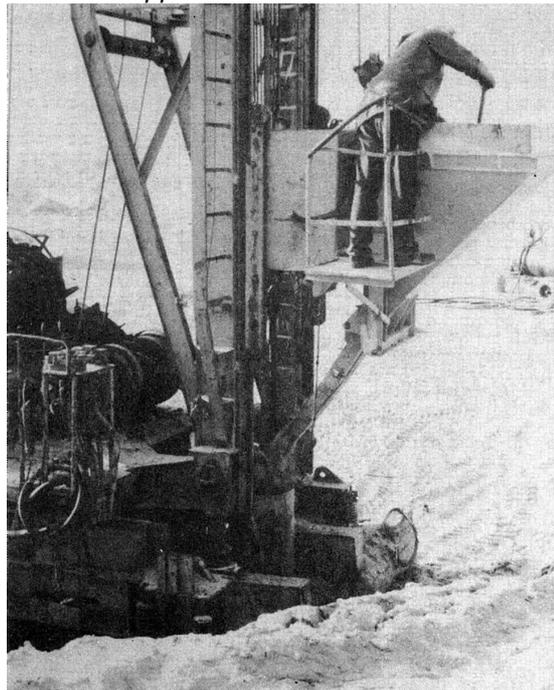


Photo 2. *Déversement du sable dans le fourreau*

A cet endroit, le tube est maintenu en position par des câbles tandis que des coups à haute énergie sont donnés pour commencer à expulser le bouchon de sable dans le sol. Le bouchon est alors partiellement chassé tandis que l'opérateur extrait le fourreau sur une hauteur limitée. Quand la hauteur du bouchon dans le tube a été suffisamment réduite, des coups d'énergie moyenne sont donnés à nouveau pour repositionner le tube au niveau le plus bas de la couche à compacter. La phase d'ajout de matériau peut alors commencer.

Un volume déterminé de sable, qui est supérieur au volume du tube dans la couche, est versé petit à petit à partir de la partie supérieure du tube à l'aide d'un bac verseur (constitué d'une « trémie » et d'une « goulotte »), tombe autour du marteau pour augmenter la longueur du bouchon existant. Celui-ci est expulsé, coup par coup, pendant que le tube est extrait. Pour certaines applications, l'extraction du tube est périodiquement interrompue pour permettre le re-fonçage du fourreau sur une profondeur définie et, à partir de là, recompresser le matériau fraîchement ajouté.

Quand le dernier re-fonçage du tube atteint le haut de la couche qui doit être compactée, deux cas peuvent être considérés suivant l'application. Si la résistance des couches supérieures peut et doit être améliorée, un volume de sable compacté équivalent au volume du tube enfoncé est incorporé via l'expulsion continue du bouchon sans renforcement du fourreau.

Quand la résistance de la couche supérieure ne doit pas être améliorée, le tube est rempli avec du sable et retiré, tandis que le marteau est posé sur le sommet de la colonne de sable. Dans le cas particulier du chantier de la « Flevolijn », des boulettes d'argile (« Bentonite pellets ») ont été incorporées dans la colonne compactée au niveau des couches naturelles étanches à l'eau (aquifère ou aquiclude), soit entre 8 et 9 m de profondeur NAP. Les photos 1 et 2 illustrent les aspects marquants du chantier et de la technique.

Paramètres d'exécution

Différentes informations peuvent être obtenues durant l'exécution du compactage des pieux et permettre de suivre plus finement les différents aspects du processus.

Diagramme de battage « vierge » - Le battage du fourreau peut être caractérisé sous forme diagrammétique : le nombre de coups nécessaire à enfoncer le fourreau de 25 cm [N_{25}] dépend des propriétés initiales du sol et permet de détecter les zones où la densité relative initiale du sable est plus basse que prévu. Le nombre de coups « vierges » dépend en outre de la proximité et de l'effet de densification amené par l'exécution de pieux de compactage déjà exécutés.

Diagramme de re-battage - Lorsque le fourreau est périodiquement re-foncé, le nombre de coups peut aussi être enregistré : il dépend alors principalement des caractéristiques du sol amélioré dans la

zone d'influence de refoulement du fourreau. La comparaison des diagrammes de re-battage et de battage « vierge » donne déjà une première indication de l'amélioration relative du sol.

Volume de sable - Les quantités de sable incorporées durant les phases de remontée du fourreau doivent correspondre aux spécifications, mais peuvent être adaptées à la hausse en présence de zones moins denses rencontrées dans le profil de sol initial. Cette augmentation de volume de matériau peut s'expliquer par le fait qu'il est plus facile d'expulser le bouchon dans un sol plus lâche.

Pour mieux illustrer le procédé, un enregistrement détaillé des paramètres d'exécution d'un pieu de compactage typique est donné à la figure 2. La figure 2a montre les mouvements du tube, la figure 2b montre les volumes de sable incorporés. La figure 3 montre les diagrammes de battage « vierge » et de re-battage du fourreau, en relation avec les diagrammes de la résistance au cône obtenus par essais CPT réalisés avant et après le compactage. Cependant, d'une manière générale, le volume total de sable et le diagramme de re-battage sont suffisants pour un contrôle de routine.

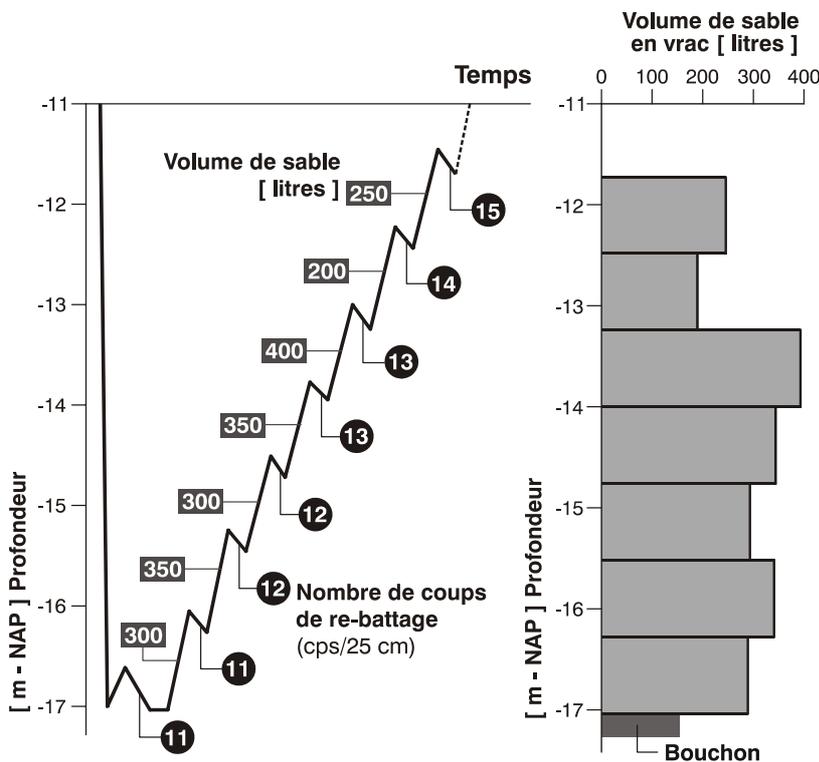


Figure 2.(a) Séquence de battage et rebattage (b) Volumes de sable ajouté

La vérification finale de l'amélioration du sol est fournie par des essais CPT réalisés au sein d'une maille de pieux de compactage. Dans le cas présent, une valeur minimale de 18-20 MPa de résistance au cône était spécifiée endéans une couche vierge de sable moyen entre les cotes de -12 et -17 mètres NAP (Nieuw Amsterdam Piel). L'objectif de ce compactage de sable était de limiter la profondeur des pieux préfabriqués en béton (12m) à cette couche de capacité portante améliorée plutôt que d'enfoncer des pieux jusqu'à trente mètres de profondeur. Dans l'optique de limiter les tassements différentiels, l'aire d'amélioration pour les 7 ponts du tronçon faisant l'objet du contrat a dépassé l'empreinte stricte de chaque ouvrage de telle sorte que les groupes de pieux puissent s'appuyer sur un matelas relativement homogène et amélioré de sable d'une épaisseur de 5 m.

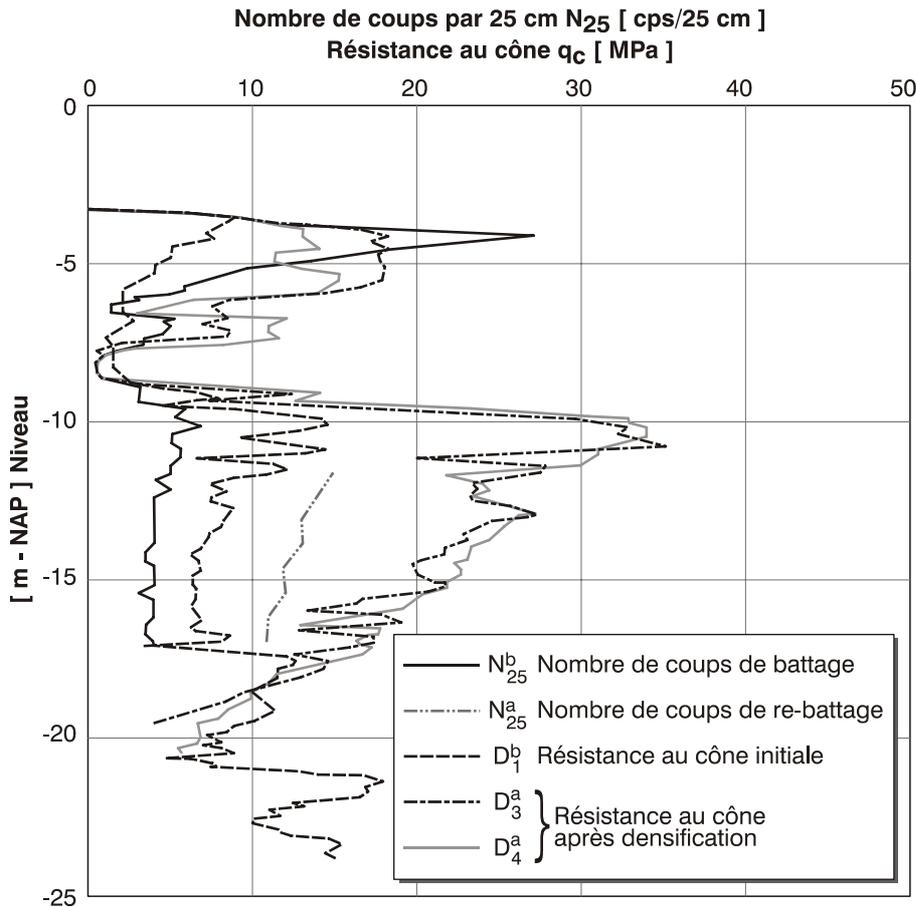


Figure 3 .Diagrammes de battage et de rebattage en regard des CPT avant et après compactage

Dimensionnement des pieux de compactage

Après avoir d'abord vérifié que le matériau incombant est compactable, il convient de déterminer l'espacement entre points de compactage ainsi que l'ajout relatif de matériau.

Plus les grains du sol sont fins, plus le niveau d'énergie requis pour en défaire la structure sera important et plus longtemps il faudra attendre pour que le sol bénéficie du potentiel amené par cette déstructuration. Pour des sols à grains très fins (argile), le compactage devient impossible car la cohésion empêche la destruction de la structure, tandis que la faible perméabilité empêche l'eau de s'évacuer endéans un temps compatible avec la mise en œuvre du procédé. Ces principes ont été quantifiés par des courbes granulométriques proposées par Mitchell (1981) pour la densification par vibrocompactage. Une autre approche, comme nous le verrons plus loin, pourrait être basée sur l'indice de frottement fourni par l'essai CPT électrique, car ce dernier est indicatif de la nature granulométrique du sol.

Hormis pour la fraction du sable grossier qui est manquante, le sable datant du pléistocène à compacter sur les sites de la « Flevolijn » possède une distribution granulométrique moyenne se trouvant généralement endéans les limites étroites définies par Mitchell. Ce sable moyen à fin relativement uniforme (d_{50} compris entre 180 et 300 μm) contient une fraction limoneuse variant de 1 à 8% et une fraction argileuse inférieure à 2%. Comme l'énergie utilisée pour le compactage des pieux est de l'ordre de 200 kJ par coup (poids de 40 kN tombant de 5 m), et inclut de grands déplacements, le domaine granulométrique proposé pour les faibles amplitudes vibratoires associées au vibrocompactage peut être étendu.

En outre, d'autres éléments militent en faveur de l'extension de la plage granulométrique applicable à la technique des pieux de compactage (Holeyman, 2002). Comme le fourreau de compactage ne rebondit pas complètement tandis que le volume de sable reste enfiché dans le sol, l'effet bénéfique résultant d'une liquéfaction temporaire du sable incombant est dès lors prolongé par les contraintes résiduelles induites dans la masse du sol, qui continuent à agir par opposition à l'effet produit par un simple choc. Sous ce champ total de contraintes instantanées et prolongées, l'eau du sol incombant est drainée vers le sable d'apport non saturé et hors de la zone générale de compactage. Enfin, une fois le compactage des pieux terminé, des contraintes résiduelles continuent à comprimer les grains

du sol, ce qui peut expliquer l'amélioration différée des propriétés du sol, ou « vieillissement accéléré » déjà cité dans la littérature.

Une fois qu'il était reconnu que les courbes granulométriques du sable in situ se situaient bien dans le domaine défini par Mitchell et que le sable disponible pour l'ajout était plus grossier que le sable in situ, l'espacement des points de compactage et le volume à ajouter devaient être déterminés. Pour répondre au souhait du bureau d'études de ficher les pieux préfabriqués dans un socle uniforme renforcé, un espacement de 1,5 à 2,0 m pour un maillage triangulaire a été considéré comme adéquat, compte tenu que la couche à améliorer faisait 5 mètres d'épaisseur. Un tube de 420 mm de diamètre a aussi été choisi.

La quantité de sable à ajouter au travers du tube a été estimée, avant tout essai, au moyen de la méthode proposée par Wallays (1982) centrée sur le facteur multiplicatif « f ». Ce facteur, défini par le rapport entre la résistance au cône moyenne après traitement et celle avant traitement, est présumé être une fonction linéaire du volume net de sable ajouté « s » par rapport au volume d'influence « S » du compactage d'un pieu :

$$\rightarrow f = 1 + \tan \alpha \cdot s/S$$

La valeur de $\tan \alpha$ dépend d'un indice granulométrique et de la résistance au cône initiale. Au départ d'expériences de chantier (« case histories »), Wallays (1982) a produit un graphe (intégré dans la figure 4) donnant une valeur moyenne ($\tan \alpha_m$) et une valeur du côté de la sécurité ($\tan \alpha_s$) de $\tan \alpha$, pour une résistance au cône initiale d'environ 5 MPa, en fonction d'un indice granulométrique. Cet indice granulométrique est un nombre sans dimension défini par : $10 a + b$,

avec a : la fraction argileuse, soit de particules plus fines que $2 \mu\text{m}$

b : la fraction limoneuse, soit de particules plus fines que $74 \mu\text{m}$.

Des valeurs plus élevées de $\tan \alpha$ sont recommandées pour une résistance au cône inférieure à 5 MPa tandis que de plus faibles valeurs sont recommandées pour une résistance au cône initiale supérieure à 5 MPa (voir figure 4 où les valeurs initiales de la résistance au cône sont précisées).

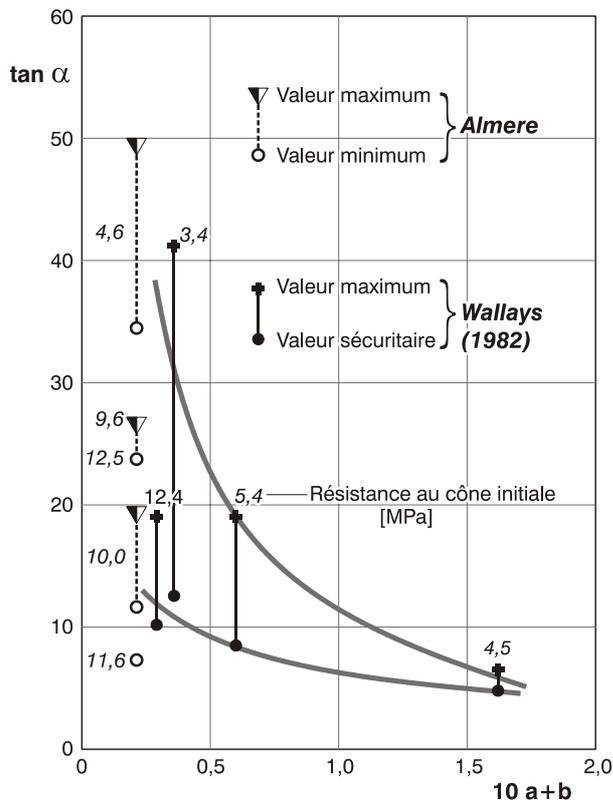


Figure 4 : Abaque permettant d'estimer le facteur multiplicatif de la résistance au cône

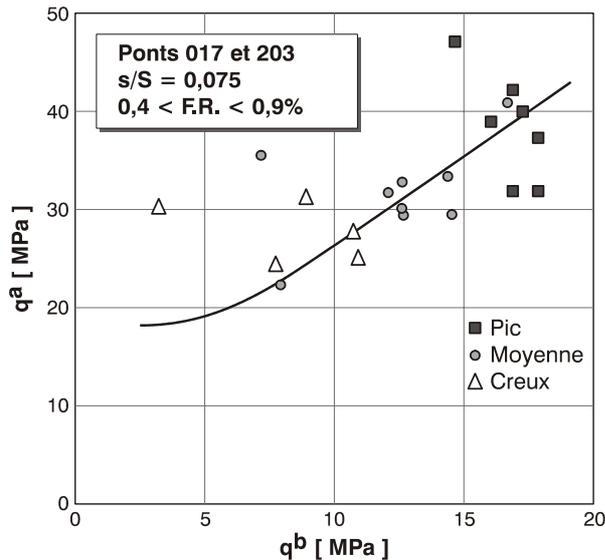


Figure 5 : Résistance au cône après compactage en fonction de la résistance au cône avant compactage pour les Ponts 017 et 203

Analyse des résultats des essais de contrôle

L'amélioration a été contrôlée après traitement de chaque site sur base d'un nombre important d'essais CPT. Pour chaque zone de contrôle, les paramètres suivants sont déduits à partir du diagramme initial de pénétration au cône :

- q_a^b = valeur moyenne initiale de la résistance au cône sur les 5 mètres à compacter [MPa]
- q_{min}^b = la valeur initiale minimale de la résistance au cône endéans ces 5 mètres [MPa]
- q_{max}^b = la valeur initiale maximale de la résistance au cône endéans ces 5 mètres [MPa]

Pour les essais CPT réalisés après le compactage, on définit les paramètres correspondants : q_a^a , q_{max}^a , q_{min}^a et le $F.R._{min}$, c'est-à-dire l'indice de frottement (friction ratio) observé au niveau du q_{min}^a considéré.

Le tableau 1 donne un exemple des résultats obtenus pour le Pont 203. A partir de ceux-ci, il est possible de placer trois points dans le diagramme de q_a en fonction de q_b , en comparant les essais CPT après et avant le compactage :

- un point représentant la valeur moyenne par le symbole °
- un point représentant la valeur maximale (crête) par le symbole +
- un point représentant la valeur minimale (creux) par le symbole –

Tableau. Résumé des essais CPT pour le Pont 203

Pile de pont	CPT initial				Après compactage				
	N°	q_a^b	q_{max}^b	q_{min}^b	N°	q_a^a	q_{max}^a	q_{min}^a	FR
		[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	
1	404	12,5	17,8	7,6	708	30,2	37	24,2	(0,6)
	343	11,9	14,6	2,8	709	31,5	47	28,4	(3,6)
				9,7	12,8			(1,3)	
2	405	14,3	17,2	10,8	710	33,2	40	24,7	(0,75)
3	345	7,1	16	3,2	711	35,2	39	30	(0,55)
4	346	14,5	17,8	7,8	712	30	32	7,3	(2,9)

Un exemple de ce type de graphe est donné à la figure 5. Il est obtenu à partir des essais CPT effectués après la réalisation du compactage, selon une procédure semblable pour les ponts 203 et 017, et dans un sable ayant pratiquement la même courbe granulométrique d'un emplacement à

l'autre. Pour ces deux ponts, l'ajout relatif net de sable était de 7,5% avec un espacement de 1,75 m entre les points de compactage. Pour mettre en lumière une tendance pertinente applicable au sable, on a omis les points relatifs aux valeurs minimales de la résistance au cône pour lesquels l'indice de frottement était plus grand que 0,9%. L'influence de ce paramètre sera analysée plus loin. Dès lors, le graphe de la figure 5 est représentatif des conditions restreintes suivantes :

$$(s/S)_{\text{net}} = 7,5\% \quad \text{et} \quad 0,4\% < \text{F.R.} < 0,9\%$$

Avec cette restriction, au-delà de la dispersion des points, on peut percevoir que la valeur de résistance au cône après compactage augmente avec sa valeur initiale, mais par contre, que les valeurs de creux de la résistance au cône après compactage ont tendance à se stabiliser. Ceci pourrait indiquer que durant le compactage, un mélange entre les zones peu et fortement résistante s'opère, comme si le sable fraîchement ajouté densifiait préférentiellement les zones de faible résistance.

A cause de l'existence, pour le Pont 204, de zones moins résistantes que celles pour lesquelles la procédure générale avait été établie, il a été exigé pour le pont suivant que le massif de fondation soit compacté avec un volume en vrac de sable égal à 2,4 fois le volume du tube. Donc, pour ce pont, l'ajout net relatif de sable a été augmenté jusqu'à 12,5% tandis que l'espacement était conservé à 1,75 m.

Le résumé des résultats des essais CPT exécutés pour le Pont 205 est présenté à la figure 6. On peut y observer moins de dispersion, une valeur plus grande de résistance finale au cône et la même tendance lorsque l'on descend vers les valeurs locales basses de l'essai CPT initial. On peut aussi remarquer en comparant avec les autres ponts, pour lesquels 7,5% de sable ont été ajoutés, que le bénéfice n'est pas proportionnel à l'augmentation nette relative des valeurs du sable. Cependant, une approximation linéaire donne, pour une valeur initiale au cône de 10 MPa, une valeur de $\tan \alpha_m = 20$ ou $\tan \alpha_s = 12$. Ces points, qui sont représentatifs du site, s'intègrent bien parmi les courbes de la figure 4, compte tenu d'une correction à appliquer pour les valeurs initiales au cône supérieures à 5 MPa.

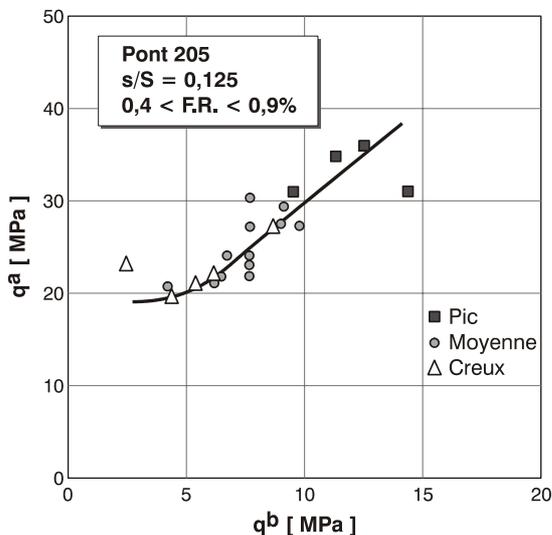


Figure 6 Résistance au cône après compactage en fonction de la résistance au cône avant compactage pour le Pont 205

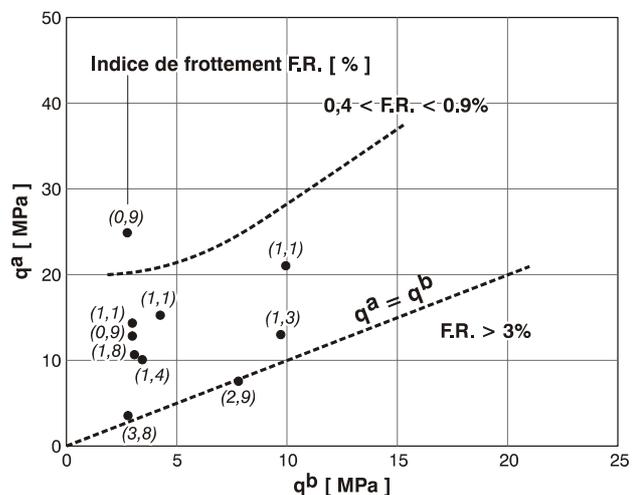


Figure 7. Influence de l'indice de frottement

Influence de l'indice de frottement (Friction Ratio)

Dans le but de rassembler des données seulement pertinentes pour le sable à compacter, certaines valeurs minimales de résistance au cône avaient dû être omises car liées à un indice de frottement localement élevé.

Pour se concentrer maintenant sur ce point, toutes les faibles valeurs de résistance au cône des essais CPT après compactage, pour lesquelles l'indice de frottement était plus grand ou égal à 0,9%, ont été regroupées en fonction de leur faible valeur initiale sur un graphe à la figure 7. Chaque point expérimental est qualifié par la valeur de son indice de frottement. Les courbes déduites à partir de

l'analyse des points pour lesquels l'indice de frottement CPT était entre 0,4 et 0,9%, tout comme la ligne $q_c^a = q_c^b$ ont été tracées. Ce graphe démontre la sensibilité des résultats vis-à-vis de l'indice de frottement qui peut être schématisée comme suit.

Au-dessus de la ligne supérieure se trouvent les points pour lesquels l'indice de frottement est inférieur à 1% ; la valeur spécifiée de 18 MPa est obtenue. Les points pour lesquels l'indice de frottement est d'environ 3% sont très proche de la ligne inférieure $q_c^a = q_c^b$. La zone entre ces deux lignes est une zone de transition pour un indice de frottement variant de 1 à 3%. Il serait téméraire de dessiner des lignes relatives à des valeurs intermédiaires de l'indice de frottement car le nombre de points est peu abondant et le site ne fournit pas de données expérimentales pour des valeurs de l'indice de frottement comprises entre 1,8 et 2,9%.

On conçoit aisément en revanche que l'indice de frottement puisse être utilisé dans ce cas comme une indication de la réceptivité du sol à se laisser compacter. D'autres essais sont exigés pour confirmer et quantifier la signification de ce paramètre, qui est fondamentalement lié aux caractéristiques du sol dictant le compactage, à savoir la quantité de fines, la cohésion et la perméabilité.

Conclusions

Les sites de ponts de chemin de fer de la « Flevolijn » à Almere se sont bien prêtés à l'amélioration en profondeur envisagée grâce à la technique des pieux de compactage. La procédure initiale d'exécution a dû être adaptée aux conditions locales et au fur et à mesure que l'Ingénieur Dirigeant prenait confiance en la fiabilité de la méthode.

Des leçons ont été tirées par le Maître d'Oeuvre, le Consultant et l'Entrepreneur au travers d'une attitude positive vis-à-vis de la définition des paramètres d'exécution et au travers d'un effort de coopération pour rassembler les données aussi rapidement que possible. La grande quantité d'informations rassemblées sur ce travail a mis en évidence ou a confirmé les points suivants :

- Les courbes granulométriques sont requises pour définir si un sol peut être compacté : il faut se référer aux gammes publiées disponibles tout en les étendant de manière à tenir compte du niveau d'énergie mise en jeu par la technique d'exécution.
- Des indications complémentaires concernant la faisabilité du compactage en profondeur peuvent être étayées à partir de l'indice de frottement révélé par essais CPT électriques; dans le cas des sites d'Almere où l'indice de frottement obtenu était en général inférieur à 1%, les résultats sont excellents. Les couches où l'indice de frottement se situait aux environs de 3 % y ont par contre donné des résultats médiocres.
- La valeur moyenne des résistances au cône évaluée sur les couches compactées données augmente avec la résistance moyenne au cône initiale et avec l'addition nette relative de sable. La même tendance prévaut pour les pics ou les creux locaux de résistance au cône.
- Cependant, cette méthode de compactage traite comparativement mieux des zones localement peu denses que des zones initialement plus denses. Le résultat final a dégagé pour le site une valeur relativement uniforme de 18MPa de résistance au cône. Cet effet homogénéisant gagnerait à être caractérisé

Remerciements

L'auteur souhaite reconnaître l'attitude positive de Monsieur l'Ingénieur C.J. Broekman, collaborateur technique aux Chemins de Fer Hollandais et de Monsieur l'Ingénieur I.J. Meyvogel, Project Engineer du consultant géotechnique. Il exprime en outre sa gratitude à Messieurs Mengeot et Delmée, étudiants GC22 en 2003-2004 à l'UCL, pour le concours qu'ils ont apporté dans la préparation de cette communication. L'aide de Monsieur J. Flémal, graphiste du Département d'Architecture, d'Urbanisme et de Génie Civil et Environnemental (AUCE) de l'Université catholique de Louvain, est particulièrement appréciée.

Références

- Broekman C.J., 1984 : « Grondverbetering op grotere diepte, ontwerp en uitvoeringsaspecten van dichtingspalen », PT/Civiele Techniek nr. 3.
- Holeyman A., 1984 : « Uitvoering van de Gronverbetering », TP/Civiele Techniek, nr.3, p.14-19.
- Holeyman A., and Wallays M., 1984 : « compactage par damage en profondeur » International Conference on in-situ soil and rock reinforcement, Paris, October 1984, Session 4.
- Holeyman, A. et al. 2002, *Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction*, Zwets & Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 5809 521 5, 233 p.
- Meyvogel IJ, 1984 : « Grondmechanisch onderzoek », PT/Civiele Techniek, nr.3.

Mitchell J.K., 1981 : « Soil improvement – State-of-the art Report », Session 12 of Xth I.C.S.M.F.E., Stockholm, vol 4, pp 509-565.

Wallays M., 1982 : « Deep Compaction by Casing Driving”, Symposium on Soil Rock Improvement Techniques , Bangkok, 29th November - 3rd December 1982.

Mots-clés : *densification du sol, pieu de compactage, aquitard, CPT, contrôle de qualité, dimensionnement, pont, chemin de fer*

Keywords : *soil densification, compaction pile, aquitard, CPT, quality control, design, bridge, railway line*