

CONTROLE DE TASSEMENT DE SABLE PAR TEST DE PENETRATION PEU PROFONDE DE CONE CPT's

P. Lubking

Département de recherche stratégique, GeoDelft Delft, les Pays-Bas

Département du génie hydraulique, IHE, Delft, les Pays-Bas

p.lubking@geodelft.nl

RESUME

Le contrôle de tassement du sable par des essais de pénétration de cône (CPT's) a été appliqué aux Pays-Bas durant de nombreuses années. En particulier, pendant la dernière décennie, le nombre d'utilisation de l'essai de pénétration par poussée manuelle et à faible profondeur avec des cônes de petits diamètres a considérablement augmenté. Cette méthode était reconnue pour être simple, rapide et bon marché pour le contrôle de la qualité des grands étendus de sable compacté.

Cependant l'interprétation des résultats mesurés lors de ces essais de pénétration à poussée manuelle a semblé problématique. Plusieurs séries d'essais de CPT's à faible profondeur ont été effectuées dans de petites et grandes installations de laboratoire dans du sable saturé, partiellement saturé et sec afin de mettre en évidence les paramètres régissant le profil pénétrométrique de cône de petite taille. Indépendamment des paramètres de sol, de la méthode de pénétration et d'enregistrement, les dimensions du cône se sont avérées avoir une influence significative sur les résultats. Des essais de CPT's à faible profondeur ont été effectués simultanément dans des sections d'essai sur différents emplacements. Les résultats de laboratoire et des expériences sur le terrain sont employés pour établir de nouvelles spécifications néerlandaises de contrôle de tassement des terrains sableux.

MOTS-CLE

CONTROLE DE DENSITE, TEST DE PENETRATION DE CONE, REMBLAI DE SABLE, CONES DE PETITS DIAMETRES

1. INTRODUCTION

Aux Pays-Bas, le contrôle traditionnelle de la densité du sable compacté pose dans les remblais, les sous-couches pour des routes et au-dessous des fondations peu profondes est un processus long et relativement compliqué des tests en laboratoire de Proctor et l'examen des mesures de densité in-situ, suivi d'une interprétation et d'une vérification avec les conditions officielles qui sont parfois considérées comme discutables.

D'ailleurs le problème essentiel de cette approche est le fait que le degré de tassement ou de densité relative, dérivé à l'aide de ce système représente seulement une indication indirecte de la qualité mécanique du sable compact. L'approche est entièrement basée sur la corrélation générale du degré de tassement ou de la densité relative et de la qualité mécanique en termes de rigidité (module d'élasticité) et force (angle de frottement interne). L'application des essais de portance de plaque, produisant directement des paramètres de rigidité, est habituellement évitée aux Pays-Bas en raison de la durée relativement longue et des coûts élevés de l'essai. Les CBR-tests en terrains sableux ne sont pas recommandables en raison de la profondeur mineure d'influence et des effets de bord du pénétromètre hydraulique. Du fait de ces considérations, le contrôle de la densité des

couches compactées de sable à l'aide des essais de pénétration de cône a été toujours considérée comme une substitution acceptable, bien que la méthode n'ait pas été identifiée officiellement par le gouvernement. Autrefois, des méthodes de pénétrations relativement primitives ont été appliquées pour examiner la fermeté d'une couche compactée de sable. Sowers [1970] a mentionné la caractérisation de la fermeté (exprimée en densité relative) des couches superficielles de sable par un essai de pénétration primitive et dynamique de cône conduisant une tige de 1/2-inch (0.013 m) de renforcement en acier dans le sol à l'aide d'une piston d'hydraulique de 2,3 kg de capacité; voir le tableau 1.

Table 1 - Directive pour une détermination simple de la densité relative en pénétrant une tige de renforcement

Etat du soil	Densité relative en %	Tige de pénétration de 12 mm de diamètre
Meuble	0 – 50	Facilement pénétrable à la main
Rigide	50 – 70	Facilement conduit par le piston d'hydraulique de 2,3 kg de capacité
Ferme	70 – 90	Plus de 1 foot (0.305 m) de pénétrable par le piston d'hydraulique de 2,3 kg de capacité
Très ferme	90 – 100	Au-dessus de plusieurs inches (0.305 m) pénétrable par le piston d'hydraulique de 2,3 kg de capacité

Même de nos jours une technique semblable de contrôle de densité est appliquée par des arpenteurs plus âgés dans la technologie de terrassement: ils poussent une règle de pied dans le sable compacté et 'ressentent' la résistance, de ce fait, approuvant ou rejetant le résultat du tassement. Bien que l'essai de pénétration Néerlandais de cône à l'origine ait été dédié à l'examen des couches plus profondes de sol et à la détermination de la longueur des piliers de base, également les essais de pénétration peu profond de cône ont trouvé de nombreuses applications. La qualité des couches supérieures des terres agricoles, de prés et des terrains de sport peut être caractérisée de façon satisfaisante à l'aide des essais de pénétration peu profonds de cône. Le même se tient pour la qualité mécanique des sous-couches compactées de sable.

2. PENETRATION PEU PROFONDE ET PROFONDE

La transition de peu profond à profond dans des essais de pénétration de cône est marquée par la prétendue 'profondeur critique'. Le diagramme général de résistance de cône au-dessus et au-dessous de cette profondeur critique peut être expliqué comme suit; cf. la figure 1.

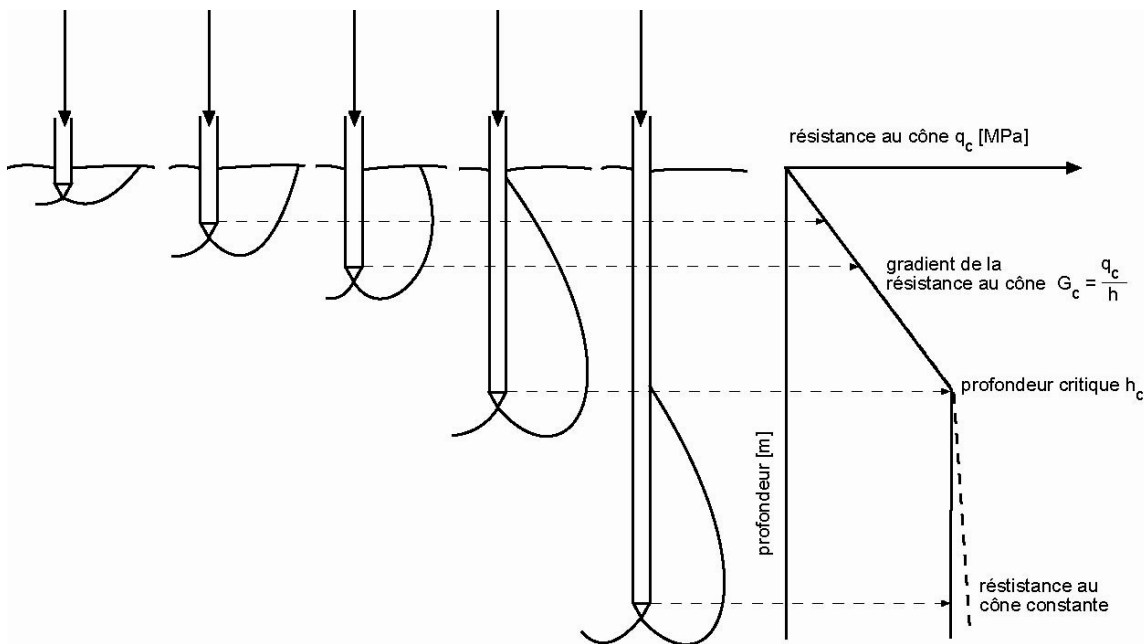


Figure 1 - Surfaces de glissement autour d'un cône pénétrant superficiellement accompagné d'un diagramme de résistance de cône

Les surfaces de glissement critiques qui se développent dans le sol au moment de la rupture autour de l'extrémité d'un pieu ou du bout d'un cône, se transforment sans interruption pendant la pénétration à partir du niveau du sol. Plus la pénétration continue plus les surfaces de glissements qui prennent origine à la pointe du cône et qui se déplacent vers l'extérieur dans la direction de la surface du sol, tendent à se courber en arrière vers l'axe du pieu ou de la tige de pénétration de cône. Quand le bout a atteint une certaine profondeur (la profondeur critique), les surfaces de glissement s'écartant de la pointe n'atteignent plus la surface du sol; la pénétration continue produit un modèle stationnaire de glissement des surfaces qui ne se déforment pas davantage aussi longtemps que le sous-sol en-dessous de la pointe peut être considéré comme homogène.

Le modèle stationnaire est régi par l'angle du frottement interne du sable et des dimensions du pieu ou de la tige prolongeant le cône. Selon beaucoup de chercheurs la profondeur critique est non seulement dépendante du diamètre de pieu ou de cône, mais également sur les qualités de base du sable (en termes de résistance de cône, degré de tassement ou densité). Les indications de la profondeur critique de sable meuble sont données (5 - 10) multiple de d et en sable dense (20 - 25) multiple de d , où d représente le diamètre de pieu ou de cône. Le diagramme de résistance de cône montre dans la partie se trouvant au-dessus de la profondeur critique une courbe légèrement concave ou convexe, qui en général peut être assumée comme augmentant linéairement avec la profondeur. Cette augmentation continue jusqu'à la profondeur critique; au-dessous de ce niveau la résistance de cône est déterminée par le modèle de glissement stationnaire. Par conséquent la résistance de cône demeure presque constante et se développe seulement légèrement avec la profondeur en raison des contraintes effectives verticales croissantes.

La partie de la courbe de résistance au-dessus de la profondeur critique est représentée par la pente moyenne de la résistance de cône le niveau du sol et la profondeur critique. Cette pente est indiquée sur la figure 1 comme gradient de la résistance de cône $G_c = \Delta q_c / \Delta h$; pour lequel Δq_c est l' intervalle de résistance de cône et Δh , l' intervalle de profondeur appartenant à Δq_c . Si la résistance de cône à la profondeur critique h_c est définie comme q_{cc} et la résistance de cône au niveau du sol est zéro, il suit:

$$G_c = \frac{\Delta q_c}{\Delta h} = \frac{q_{cc}}{h_c} .$$

La résistance 'constante' de cône au-dessous de la profondeur critique peut être dérivée de la formule bien connue de Prandtl, qui a été modifiée pour des niveaux plus profonds de fondation par plusieurs auteurs. Le q_c final de résistance d'unité centrale ou de cône de portance pour une fondation circulaire à la profondeur critique peut être calculé comme suit:

$$p_u = q_c = N_q^{**} \cdot \gamma' \cdot h_c + c N_c^{**} + N_\gamma^{**} \cdot \gamma' \cdot d$$

Où:

N_q^{**} , N_c^{**} and N_γ^{**} = facteurs modifiés de portance, selon l'angle du frottement interne et la forme de la fondation

h_{crit} = profondeur critique

c = cohésion

γ' = poids spécifique efficace

d = diamètre de la fondation.

En sable sans cohésion ($c = 0$) et avec une fondation de petite taille ($d \approx 0$), la formule devient:

$$p_u = q_c = N_q^{**} \cdot \gamma' \cdot h_c .$$

Elle peut aussi s'écrire:

$$N_q^{**} = \frac{G_c}{\gamma'} .$$

Le facteur modifié de portance N_q^{**} est linéairement lié au gradient G_c . L'amélioration de la qualité de la fondation (par exemple par tassement) signifie une valeur G_c plus élevée, mais également une augmentation de la profondeur critique h_{crit} ; évidemment la résistance 'constante' de cône sera également plus haute. Si le diamètre de pieu ou de cône est plus petite, la profondeur critique sera plus faible. Cela signifie que pour une certaine qualité de sol le gradient de la résistance de cône, mesuré par un cône avec un diamètre réduit sera plus grand que le gradient celui avec un diamètre normal; voir la figure 2.

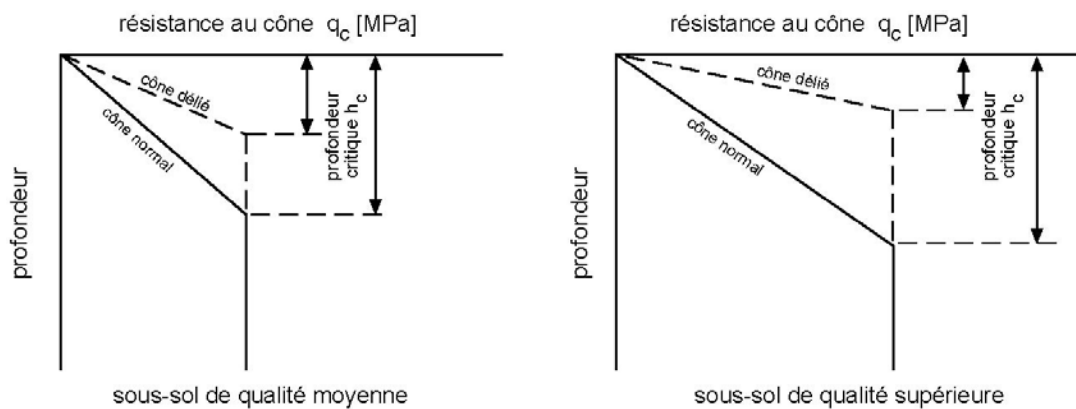


Figure 2 - Résistances de cône mesurées avec des diamètres de cône normal et réduit dans des sols de moyenne et bonne qualité

Le facteur modifié N_q^{**} de portance est régi par l'angle du frottement interne du sable et ce dernier est directement lié à la densité relative du sable. Le gradient de la résistance de cône est une fonction de la densité relative.

3. INFLUENCE DE L'HUMIDITÉ AU-DESSUS DU NIVEAU PHRÉATIQUE

Dans la pratique, le sable au-dessus de la profondeur critique ne sera jamais complètement sec, indépendamment des couches supérieures nues découvertes en été. Comme le niveau libre de gel de la fondation devrait être au moins de 0,8 m en dessous de la surface du sol et la profondeur de la ligne phréatique pendant le tassement devrait être au moins de 0,5 m, le sable au-dessus de la profondeur critique sera toujours au-dessus du niveau phréatique. Ce sable contient habituellement l'humidité qui s'élève capillaire dans les pores fins. Contrairement à l'eau au-dessous du niveau phréatique (où la pression hydrostatique régit) l'eau au-dessus du niveau phréatique possède des pressions négatives d'eau interstitielle ($-u$), causant son aspiration dans le sable. Dans les zones au-dessus de la zone capillaire, la zone funiculaire (où seulement quelques pores très étroits sont en contact avec les eaux souterraines) et la zone pendulaire (où seulement l'eau est présente dans les points de contact des grains), des pressions négatives semblables ($-u$) produisent un phénomène d'aspiration. Bien que les pressions négatives d'eau interstitielle dans les deux zones mentionnées soient plus hautes que dans la zone capillaire, elles agissent sur un petit domaine en raison du degré inférieur de saturation. L'aspiration s dans les trois zones en question peut être définie en tant que $s = S_r(-u)$ entraînant une augmentation des contraintes effectives de sol $\Delta\sigma = s$; S_r représente le degré de saturation. Selon la plupart des chercheurs, la formule $s = S_r(-u)$ est seulement valide si le degré de saturation est plus grand que 0,5.

En milieu sableux, la résistance contre le cisaillement est habituellement définie selon la loi de Coulomb:

$\tau = \sigma_n' \operatorname{tg} \varphi$, pour lequel σ_n' représente la pression effective de sol perpendiculaire à la surface de cisaillement. En conséquence de l'aspiration, la résistance au cisaillement devient:

$$\tau = (\sigma_n' + s) \operatorname{tg} \varphi = \sigma_n' \operatorname{tg} \varphi + s \operatorname{tg} \varphi.$$

Cette formule montre la même forme que celle de Coulomb pour le matériau cohérent:

$\tau = \sigma_n' \operatorname{tg} \varphi + c$, ce qui signifie que dans le sable partiellement saturé de cohésion c_s est présente, s'élevant à $c_s = s \operatorname{tg} \varphi$. Cette cohésion, qui disparaît si le sable devient entièrement sec ou saturé s'appelle la cohésion apparente.

Les pressions négatives d'eau interstitielle au-dessus du niveau des eaux souterraines peuvent être simulées dans un essai de rétention; cf. la figure 3. De la courbe de rétention, l'augmentation de la contrainte effective et également de la cohésion apparente peut être dérivée.

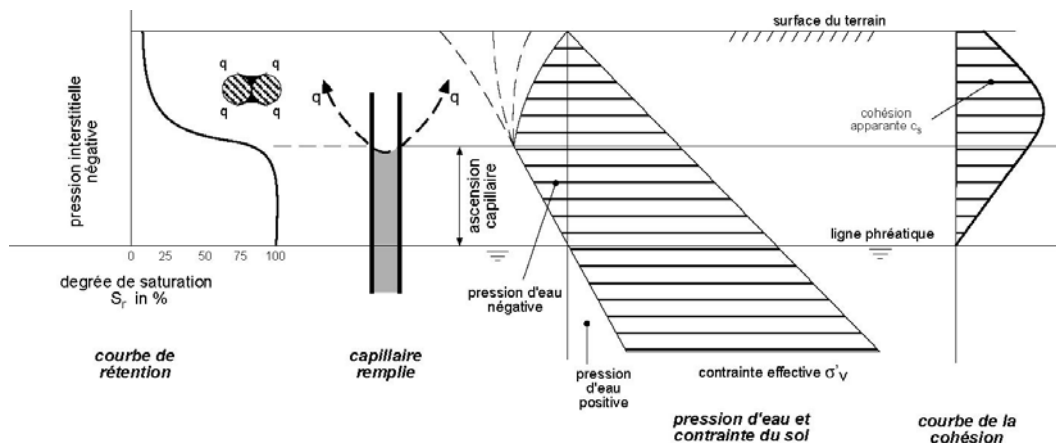


Figure 3 - Situation d'humidité au-dessus du niveau des eaux souterraines avec les courbes de la contrainte effective de sol et la cohésion

Selon la théorie de Prandtl, la contribution de la limite de cohésion ($c.N_c$) à la portance finale est considérable. En outre, la cohésion apparente dans le domaine au-dessus du niveau d'eaux souterraines augmentera la résistance de cône. Toutefois ce n'est pas clair dans quelle mesure la cohésion apparente y contribuera, comme la pénétration de cône cause un développement de craquelures autour de l'axe de cône qui peuvent diminuer les valeurs de la cohésion. Par conséquent il n'est pas facile d'obtenir une indication exacte de la portance ou de la résistance de cône en sable partiellement saturé due à la limite $c.N_c$.

4. EXPÉRIENCES DANS LA PRATIQUE

Au cours du temps, plusieurs séries d'essais de pénétration peu profonds de cône ont été effectuées avec des types de cône différant en diamètre et en forme. Les essais ont été réalisés in situ en milieu sableux partiellement saturé pour des remblais d'autoroutes et des couches de fondation et également dans des installations de laboratoire à grande échelle où les sables secs, partiellement saturés et entièrement saturés ont été utilisés sous conditions aux limites plus contrôlées.

Quatre des cinq diamètres différents de cône ont été employés dans des essais en laboratoire à grande échelle, mais dans les essais in situ seulement les cônes standards de diamètre $\phi 36$ mm (aire = 10 cm^2) et de $\phi 11.3$ mm (aire = 1 cm^2) ont été utilisés. Le cône de $\phi 11.3$ mm est intensivement employé par poussée manuelle. En effet, une personne avec un poids d'approximativement 750 N est habituellement capable de pousser ce cône assez profondément dans une couche compactée de sable pour enregistrer correctement le gradient de la résistance de cône jusqu'à la profondeur désirée.

4.1. Expériences fondamentales avec des cônes de différents diamètres

Les essais effectués par Pal (1997) et plus tard par Meave Silva (1999) et Mugambe (1999) dans les installations expérimentales à grande échelle de Delft Geotechnics à l'aide de quatre diamètres différents de cône en sable saturé et partiellement saturé ont montré que:

- le gradient de la résistance de cône augmente avec le diamètre décroissant de cône;
- la présence de la cohésion apparente en sable partiellement saturé produit des gradients sensiblement plus élevés de la résistance de cône qu'en sable saturé.

Les essais ont été effectués à l'aide des cônes à poussées hydraulique et électrique avec des cônes de diamètres 36 mm, 25 mm, 11,3 mm et 7 mm. En outre un cône à poussée hydraulique 16mm ayant une tige de pénétration de cône de diamètre 10mm a été utilisé; voir la figure 4.

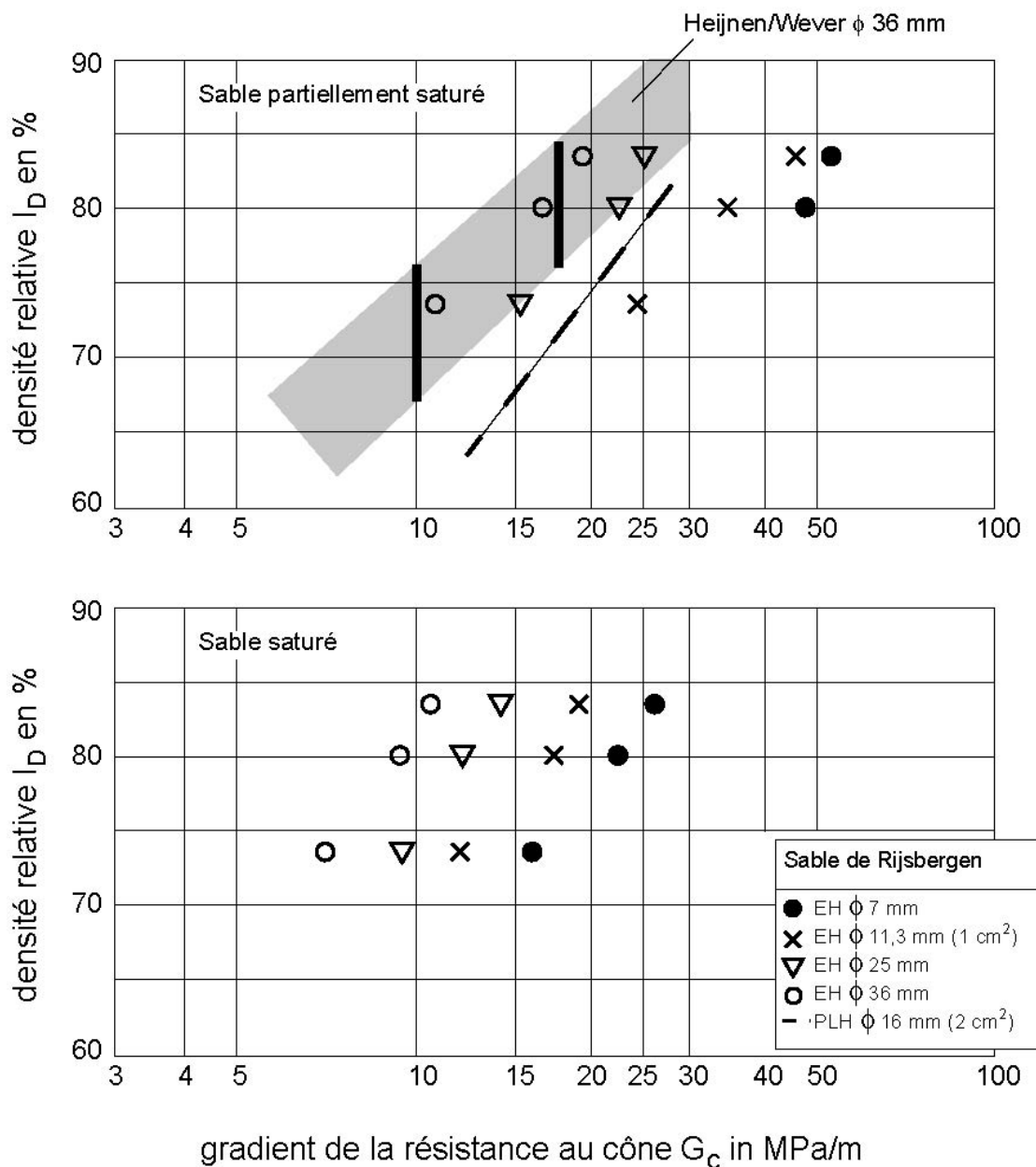


Figure 4 - Résultats des essais avec des cônes de différents diamètres en sable saturé et partiellement saturé

L'influence de la cohésion a été confirmée par Banados (2001), qui a exécuté des essais de pénétration de cône ayant $\phi 11.3$ mm en sables saturé et en partie saturé dans de larges cylindres. Les résultats des essais sur cinq sables Néerlandais différents ont prouvé que des valeurs semblables de résistance de cône ont été mesurées sur des sables saturés de densité relative égales. Comme le sable Néerlandais en moyenne se compose de matériaux uniformes, relativement fins et saturé en eau, ces résultats pouvaient être attendus. Il a également montré que la contribution de la cohésion apparente à la résistance de cône est presque constante, à condition que le niveau phréatique se trouve, tout au moins, à une profondeur de 0,5 - 0,8 m sous le niveau du sol; la cohésion apparente s'est élevée à approximativement 3-4 kPa. Ceci implique qu'il y a une différence constante dans le gradient de la résistance de cône entre les sables partiellement saturé et saturé ou sec.

4.2. Expériences pratiques avec des cônes $\phi 36$ mm

L'application dans la pratique du cône standard de $\phi 36$ mm pour le contrôle de densité du sable des couches peu profondes a débuté il y a de nombreuses années.

Wever [1959] et Heijnen ont édité une directive pour approuver/rejecter le sable compacté dans des terrassements sur la base sur de nombreux essais de pénétration peu profonde de cône en milieux sableux compactés des remblais et des sous-couches des autoroutes. Dans cette directive, le gradient de la résistance de cône a déjà été appliqué; la directive était valide pour le sable Néerlandais typique (relativement uniforme, fin et arrondi) et partiellement saturé jusqu'à un niveau d'au moins 0.8 m au-dessus de la ligne phréatique. Le critère pour le sable des sous-couches est basée sur une résistance de cône de 10 MPa à une profondeur de 0.6m en dessous de la surface du sol ($G_c=16.7$) et pour le sable de remblai et une résistance de cône de 6 MPa à une profondeur de 0.6 m en dessous de la surface du sol ($G_c=10$). Ces caractéristiques ont correspondu aux conditions officielles pour la densité maximum de Proctor des sous-couches (100% ou une densité relative de 80%) et pour les remblais (densité maximum de 98% de Proctor ou une densité relative de 70%). Teferra [1975] a également dérivé une relation l'identification entre la résistance de cône q_c et la densité relative pour la pénétration peu profonde:

$$I_D = -26 + 34 \log \frac{q_c}{\sigma_v}$$

Pour lequel:

I_D = densité relative en %

q_c = résistance de cône en kPa

σ_v = pression effective de surcharge de sol en kPa

Pour des pression effectives de sol jusqu'à une profondeur faible de 0.9 m en dessous du niveau du sol, la résistance de cône peut être tracée en fonction de la densité relative. Du remplacement de la résistance de cône par le gradient de la résistance de cône G_c , il suit:

$$I_D [\%] = 32 + 32 \log G_c [MPa / m]$$

Ceci coïncide avec les résultats de Wever & Heijnen [1959], qui peuvent être modifiés en:

$$I_D [\%] = 33 + 38.5 \log G_c [MPa / m]$$

Hergarden [1990] a examiné la densité du sable compacté dans des fossés par des essais de pénétration peu profonde de cône. Le degré de tassement a changé entre 94% et 98% en densité maximum de Proctor et il a trouvé la relation suivante:

$$I_D[\%] = 34 + 36 \log G_c [MPa/m]$$

Tous ces résultats pratiques ont bien correspondu aux résultats de Mugambe (1999) pour des cônes de ϕ 36 mm en sable partiellement saturé; cf. également la gamme du critère de Heijnen et Wever sur la figure 4.

4.3. Expériences avec des cônes ϕ 11.3 mm

Hergarden [1990] a également réalisé quelques essais sur le sable compacté dans des fossés à l'aide d'un cône de ϕ 11.3 mm. Il a trouvé la relation:

$I_D[\%] = 17 + 36 \log G_c [MPa/m]$ qui montre des valeurs presque 3 plus élevées qu'avec un cône de ϕ 36mm.

Plus tard, beaucoup d'essais ont été effectués à l'aide du cône de ϕ 11.3 mm dans des installations de laboratoire à grande échelle par Mugambe (1999), par Karki et Shanker (2000) et par Banados (2001) en sable partiellement saturé.

Les équipements accompagnant le cône de ϕ 11.3 mm diffèrent en 4 points:

- la méthode de pénétration (à la main, par la machine)
- la manière d'enregistrer des données (continue, discontinue)
- le type d'enregistrement (électriquement, mécaniquement)
- l'angle apex de cône (30° , 60°).

Néanmoins, les résistances de cône n'ont démontré aucune différence appréciable. Le gradient de la résistance de cône pourrait être dérivé des résultats des essais pour le cône de ϕ 11.3 mm. Il est approximativement 2,5 fois plus élevé que le gradient pour le cône de ϕ 36 mm.

5. RECOMMANDATIONS POUR DES CARACTÉRISTIQUES

Un essai pour définir des recommandations peut être pourvu pour le contrôle de tassement dans des couches peu profondes de sable sur la base des résultats des premières expériences avec des cônes de ϕ 36 mm et de la recherche récente sur les cônes de petite taille. Quant au cône de ϕ 36 mm, les critères de Wever et Heijnen [1959] se sont avérés être un outil fiable pour le problème de contrôle de la densité de sable partiellement saturé et peu profond posé aux Pays-Bas. D'ailleurs les critères correspondent aux conditions officielles de densité de sable de remblais et de sous-couches; selon ces conditions le pourcentage de la densité moyenne de Proctor devrait être 98 et 100, respectivement. Bien que différents diamètres de cône de plus petites tailles sont disponibles, le cône de ϕ 11.3 mm (1 cm^2) est la plupart du temps employé avec un équipement d'utilisation manuelle, parce que ce cône peut être poussé assez profondément dans des sol compactés pour déterminer le gradient de la résistance de cône. Pour un cône de ce diamètre, des gradients de résistance de cône de 25 MPa/m et 40 MPa/m respectivement, sont recommandés pour atteindre le degré exigé de tassement pour le sable de remblais et de sous-couches.

Le domaine de profondeur sur lequel le gradient de la résistance de cône doit être déterminée est également dépendante du diamètre de cône. Pour un cône de ϕ 36 mm, une gamme de 0.1m à 0.4m en-dessous du niveau du sol est recommandé tandis que pour le cône de ϕ 11.3 mm, un plus petit domaine, de 0.05m à 0.2m. Dans le tableau 2 toutes les données recommandées sont récapitulées; elles sont visualisées sur la figure 5.

Table 2 - Sommaire de spécifications actuelles et recommandées

Conditions		Sable	Sable pour les sous-couches		Sable pour les remblais	
		% max. Proctor	Valeur Moyenne	Gamme de valeurs	Valeur Moyenne	Gamme de valeurs
Officielles	% max. Proctor		100	99 - 101	98	97 - 99
	% rel. densité		80	76 - 84	71.5	67 - 76
Cône ϕ 36 mm	G_c en MPa/m		16.7	13 - 20	10	7.5 - 12.5
Cône ϕ 11.3 mm	G_c en MPa/m		40	35 - 45	25	20 - 30

résistance au cône en MPa

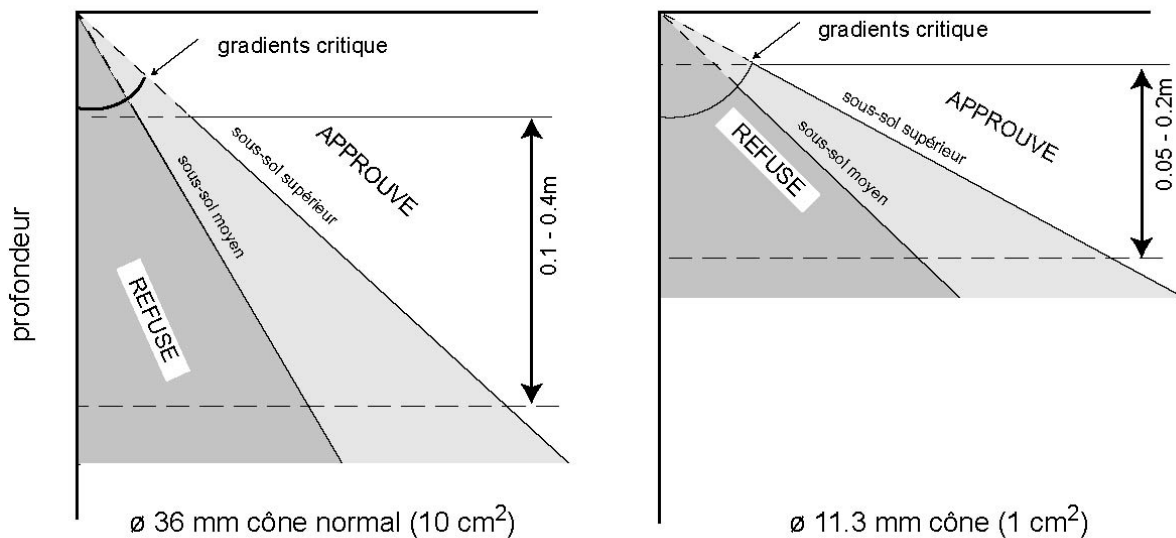


Figure 5 – Caractéristiques recommandées en termes de (gradient de) résistance de cône

Les conditions données peuvent être exigeantes. Elles sont dérivées des essais sur des sables relativement uniformes, fins, et arrondis. Des sables bien-gradués et plus angulaire peuvent produire des angles de friction interne plus élevés et ainsi des valeurs plus élevées de N_q^{**} , pour la même densité relative. De plus, si ces sables contiennent également plus de grains fins, des valeurs plus élevées de cohésion apparente sont susceptibles de se produire. Les deux influences mèneront à des gradients plus élevés de la résistance de cône.

Là où des caractéristiques réalistes du contrôle de la densité sont exigées pour de nouveaux types de sables (autre que les sables Néerlandais typiques), il est recommandé d'établir de nouveaux critères basés sur des mesures provenant des essais d'endroits représentatifs des différentes qualités de tassement. En ces endroits, les résultats des essais de pénétration de cône peuvent être comparés à ceux des essais traditionnels comme des mesures de densité ou de préférence, les essais de soutention de plaque ou toute autre mesure de rigidité.

REFERENCES

- Banados, P. (2001) Cone penetration test in shallow depth; influence of relative density, type of sand and moisture content. MSc-Thesis, IHE, Delft
- Hergarden, H.J.H.M. (1990) Density control by hand-pushed CPT (in Dutch) Land en Water 1.
- Heijnen, W., Wever, J. (1959) Some remarks concerning the investigations of compaction of sand-fills. Proc. PIARC, Rio de Janeiro
- Karki, A. (2000) Cone penetration test at shallow depth; the influence of cone shape
- Meave Silva, O. (1999) Shallow cone penetration tests in dense saturated sand. MSc-Thesis, IHE, Delft
- Mugambe, R. (1999) Shallow cone penetration test: influence of apparent cohesion on cone penetration in unsaturated sand. MSc-Thesis, IHE, Delft
- Pal. J. (1997) Shallow cone penetration test for compaction control in partly saturated sand. MSc-Thesis, IHE, Delft
- Shanker, R. (2000) Cone penetration test at shallow depth; the influence of equipment and ageing. MSc-Thesis, IHE, Delft
- Sowers, G.F. (1979) Introductory soil mechanics and foundation engineering. Mc Millan Comp. New York
- Teferra, A. (1975) Beziehungen zwischen Reibungswinkel, Lagerungsdichte und Sondierwiderständen nichtbindiger Böden mit verschiedener Kornverteilung. FBG1, Aachen