

COMPORTEMENT DES PIEUX A LA TARIERE CREUSE DANS LES SABLES HOMOMETRIQUES ET COQUILLIERS

BEHAVIOUR OF CONTINUOUS FLIGHT AUGER PILES IN HOMOMETRIC AND CARBONATED SANDS

Fabien SZYMKIEWICZ¹, Carlos MINATCHY¹, Lamis MAKKI², Julien HABERT³

¹ Université Gustave Eiffel, GERS-SRO, Champs sur Marne, France

² Cerema Hauts de France, Lille-Sequedin, France

³ Setec-Terrasol, Paris, France

RÉSUMÉ – Cette communication présente sept essais de chargement réalisés dans les sables homométriques et coquilliers. Le contexte géotechnique des plots d'essai, l'instrumentation mise en œuvre et les résultats obtenus sont d'abord décrits. Une analyse est ensuite effectuée, permettant de proposer les valeurs à retenir pour le dimensionnement des pieux forés réalisés à la tarière creuse dans ces sables.

ABSTRACT – This communication presents the loading tests carried out in order to optimize the design of the piles in homometric and carbonated sands. The geotechnical context of test plots, the implemented instrumentation and the obtained results are first described. An analysis is then carried out, making it possible to propose the values to be retained for the design of continuous flight auger piles in these sands.

1. Contexte de l'étude

Les pieux forés à la tarière creuse ainsi que les pieux vissés moulés sont les pieux les plus couramment réalisés dans le Nord de la France. Les avantages sont nombreux : cadences de production et résistances axiales attendues élevées, et moyens nécessaires à leur réalisation limités par rapport à d'autres techniques.

Sept essais de chargement ont été réalisés dans un but de recherche sur ces types de pieux sur trois sites situés entre Calais et Dunkerque. Ces pieux étaient tous ancrés dans les sables dits 'pissards' du Flandrien moyen, qui ont pour particularités d'être fins, homométriques et coquilliers.

Les pieux ont tous été testés en compression sauf un testé en traction. Les essais de chargement ont été menés jusqu'à la rupture géotechnique des pieux.

L'instrumentation mise en œuvre dans les pieux était très variée, allant de l'extensomètre amovible LCPC aux fibres optiques en passant par les extensomètres à cordes vibrantes et les jauges de déformation.

Pour les sept pieux, les résultats obtenus ont montré une portance systématiquement plus faible par rapport aux résistances calculées suivant les règles françaises actuelles.

Cette communication présente en détail ces essais, le contexte géotechnique des sites, ainsi que les résultats obtenus, et propose une tentative d'explication des faibles portances observées. De nouvelles valeurs de k_p et $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ sont proposées pour les pieux réalisés à la tarière creuse dans ces sables, connus comme étant source potentielle de problème à la fois durant la phase d'exécution mais aussi en ce qui concerne la portance.

2. Localisation des essais, contexte géologique et géotechnique, pieux réalisés

2.1 Localisation et contexte géologique et géotechnique

Les essais de chargement ont été réalisés dans la région comprise entre Calais et Dunkerque, lors de trois plots d'essai réalisés entre 2011 et 2020 sur les communes de Calais, Coudekerque-Branche et Loon-Plage.

Les sites des essais ont fait l'objet de campagnes d'investigations géotechniques par sondages carottés et forages pressiométriques.

Les coupes géotechniques obtenues d'après les différents sondages sont présentées dans le Tableau 1.

Tableau 1. Coupes géotechniques rencontrées à Calais (a), Coudekerque (b) et Loon (c)

Prof. du toit de la couche (m)	Nature	Prof. du toit de la couche (m)	Nature	Prof. du toit de la couche (m)	Nature
0	Remblais	0	Limons	0	Remblais
1,4	Alternances argiles et sables			0,6	Argile
2,7	Sable grossier	3	Sable fin coquillier	2,2	Sable fin coquillier
3,7	Sable coquillier				
a		b		c	

Les analyses granulométriques réalisés sur les échantillons récupérés dans les sables montrent que ces derniers sont fins et très uniformes (Figure 1a), avec un coefficient d'uniformité (D_{60}/D_{10}) inférieur en moyenne à 1,5.

Les sables rencontrés à partir de trois mètres de profondeur en moyenne présentent un indice des vides assez important, constamment supérieur à 0,6. En utilisant les valeurs de $e_{\max}$ et $e_{\min}$ disponibles dans la littérature, il est possible d'estimer l'indice de densité du sol, afin de mieux classer ces sables. Les sables rencontrés sont assez lâches voire très lâches, sauf sur le site de Loon, où le sable est moyennement dense.

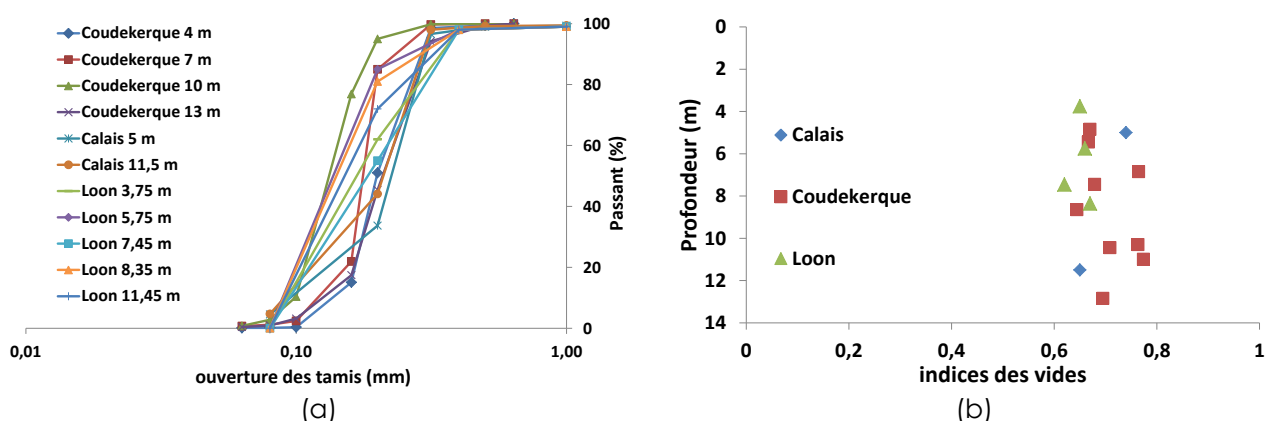


Figure 1. Analyse granulométrique des sables rencontrés sur les trois sites (a) et indices des vides (b)

Les essais pressiométriques réalisés sur les trois sites sont présentés en Figure 2. Les valeurs de pressions limites nettes p_{LM}^* sont très comparables d'un site à l'autre, avec des valeurs croissantes avec la profondeur dans les couches de sables homogènes.

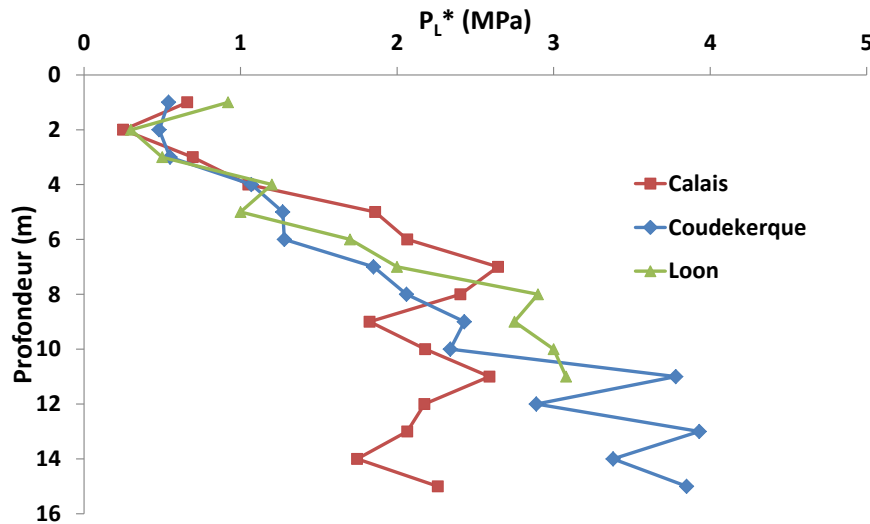


Figure 2. Evolution de la pression limite nette en fonction de la profondeur sur les trois sites

Par ailleurs ces sables rencontrés sont des sables coquilliers, étant en grande partie constitués de morceaux de coquilles de coquillages, dont la présence a été confirmée par l'observation d'une effervescence nette lors de l'application de gouttes d'acide chlorhydrique, traduisant la présence de carbonate de calcium.

Les sables uniformes sont identifiés à l'étranger comme problématiques lors de la phase d'exécution des pieux à la tarière creuse ou vissés moulés mais aussi en ce qui concerne la portance, sans que les raisons soient clairement avancées (Brown et al., 2007).

Concernant les sables coquilliers, Spagnoli et al. (2015) et Agemeer et al. (1973) rappellent que les grains constitutifs de ces sols sont fragiles et souvent creux, et peuvent facilement casser lors du cisaillement, ce qui entraîne une diminution de volume et donc un frottement limité (qui peut n'être parfois égal qu'à 10 % de celui attendu pour un sable classique). Noorany (1985) a trouvé que ce frottement limité n'est pas dû à un faible angle de frottement pieu-sol, mais plutôt à cause des faibles contraintes horizontales régnant à l'interface sol-pieu.

Cependant, les règles françaises actuelles de justification des fondations profondes ne consacrent qu'une ligne à ces sols, se bornant à dire qu'ils « nécessitent une analyse particulière de par leur comportement spécifique qui peut se traduire par des très faibles résistances » (AFNOR, 2012).

2.2 Pieux réalisés

Les sept pieux testés sur les trois sites sont des pieux forés à la tarière creuse correspondant, selon la norme NF P 94-262, à des pieux de catégorie 6 (FTC).

Le Tableau 2 donne les détails des différents pieux sur les sites de Calais, Coudekerque et Loon. Les pieux ont tous été instrumentés à l'exception du pieu testé en traction à Loon. Cette instrumentation, indépendamment de la technologie de mesure utilisée, permet pour les pieux testés en compression de dissocier la résistance par frottement R_s de la résistance de pointe R_b , et d'estimer les frottements axiaux unitaires mobilisables dans les différents horizons traversés (Szymkiewicz et al., 2021).

Tableau 2. Caractéristiques géométriques, types et résistances selon la NF P 94-262 des pieux testés

	Coudekerque			Calais		Loon	
	P1	P2	P3	P1	P2	P1	P2
Longueur (m)	12	12	12	10	10	8	10,5
Diamètre (m)	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,42	0,42
Type	FTC	FTC	FTC	FTC	FTC	FTC	FTC
Instrumenté	oui	oui	oui	oui	oui	oui	non
Test	compression						traction
Rc (kN)	3297	3297	3297	2438	2438	1588	
Rs (kN)	2088	2088	2088	1685	1334	927	1334
Rb (kN)	1209	1209	1209	753	753	629	

L'analyse des paramètres de forages des sept pieux a par ailleurs permis de confirmer que l'exécution de ceci a été réalisée sans problème particulier.

3. Résultats des essais de chargement et analyses

Les essais de chargement ont été réalisés en respectant les exigences des normes d'essai en vigueur au moment de l'essai.

3.1 Résistances des pieux

Il est important de noter tout d'abord que les pieux P2 et P3 du site de Coudekerque ont été soumis à des cycles de chauffage-refroidissement pendant 4 mois et il a été démontré que ces cycles ont eu un impact sur la résistance par frottement de ces pieux (Szymkiewicz et al., 2015). Aussi, pour cette étude, seule la résistance de pointe a été comparée à la résistance théorique.

Les essais ont tous été menés à la quasi-rupture en prenant comme critère de rupture un déplacement de la tête de pieu égal à $B/10$ (Figure 3). A ces niveaux de déplacements, les résistances de pointe et par frottement étaient quasiment complètement mobilisées (Figure 4). On remarque également que, pour les pieux testés en compression, les courbes charge-déplacement normalisées sont assez similaires (Figure 3a).

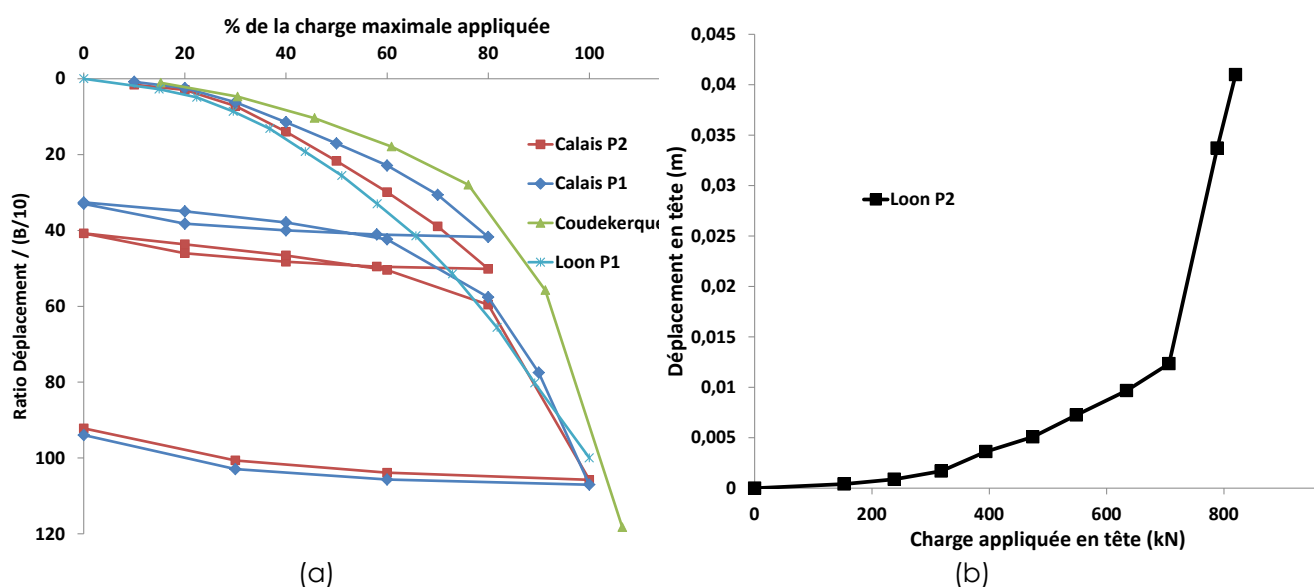


Figure 3. Courbes charge-déplacement normalisées pour les pieux FTC testés en compression (a) et en traction (b)

Tableau 3. Résistances limites, par frottement et de pointes, théoriques et mesurées, et ratios

	$R_{S; cal}$	$R_{S; m}$	$R_{S; m} / R_{S; cal}$	$R_{b; cal}$	$R_{b; m}$	$R_{b; m} / R_{b; cal}$	$R_{c; cal}$	$R_{c; m}$	$R_{c; m} / R_{c; cal}$
Calais P1	1685	898	0,53	753	577	0,77	2438	1475	0,61
Calais P2	1685	925	0,55	753	550	0,73	2438	1475	0,61
Coudekerque P1	2088	1751	0,84	1209	699	0,58	3297	2450	0,74
Coudekerque P2	-	-	-	1209	726	0,6	-	-	-
Coudekerque P3	-	-	-	1209	752	0,62	-	-	-
Loon P1	959	521	0,54	629	579	0,92	1588	1100*	0,69
Loon P2	1334	820	0,61	-	-	-	-	-	-

De manière générale, les résistances limites de traction et de compression mesurées ($R_{t/c; m}$) sont bien inférieures aux résistances théoriques attendues ($R_{t/c; cal}$, estimées selon la norme NF P94-262). Les résistances limites mesurées représentent au mieux 74 % des résistances limites théoriques (Tableau 3), pour le pieu P1 testé sur le site de Coudekerque, tandis que pour les trois autres la différence est encore plus grande, avec un rapport moyen de 64 %.

3.2 Résistances par frottement et de pointe des pieux

Les résistances par frottement des pieux instrumentés testés en compression et de celui testé en traction sont elles aussi largement inférieures aux résistances attendues. Les résistances mesurées représentent au mieux 84 % de la résistance théorique, pour le pieu P1 de Coudekerque, et seulement 61 % en moyenne avec un minimum à 54 % (Tableau 3).

Les résistances de pointes des pieux instrumentés testés en compression sont quant à elles aussi largement inférieures aux résistances attendues. Les résistances mesurées représentent au mieux 92 % de la résistance théorique (en extrapolant la résistance de pointe pour une résistance limite à 1100 kN et en considérant le frottement totalement saturé lors du dernier palier maintenu) pour le pieu P1 de Loon, et seulement 70 % en moyenne, avec un minimum à 58 % (Tableau 3).

Il est intéressant de noter que sur ces trois sites, c'est la résistance par frottement qui est en moyenne la plus surestimée, mais que sur le site de Coudekerque, c'est l'opposé que l'on observe.

3.3 Charges de fluage des pieux

Il est également possible de comparer les charges de fluage calculées et mesurées. On remarque que les charges de fluage mesurées sont inférieures à celles théoriquement attendues, mais pas tout à fait dans les mêmes proportions (Tableau 4).

Les mesures de résistance de pointe et de frottement permettent aussi de recalculer les charges de fluages en utilisant la relation communément admise pour les pieux forés (Tableau 5). On remarque ainsi pour ces cinq pieux que cette relation sous-estime la charge de fluage réelle, augmentant d'autant le niveau de sécurité aux ELS.

Tableau 4. Comparaisons des charges de fluage calculées et mesurées, et des ratios charge de fluage / résistance limite

	$R_{c/t; cal}$	$R_{c/t; cr; cal}$	$R_{c/t; m}$	$R_{c/t; cr; m}$	$R_{c/t; cr; cal} / R_{c/t; cal}$	$R_{c/t; cr; m} / R_{c/t; m}$
Calais P1	2438	1556	1475	1033	0,64	0,70
Calais P2	2438	1556	1475	950	0,64	0,64
Coudekerque	3297	2066	2450	1950	0,63	0,80
Loon P1	1588	986	1100	820	0,62	0,75
Loon P2	1334	934	820	710	0,70	0,87

Tableau 5. Comparaisons des charges de fluage calculées et mesurées, et des ratios charge de fluage / résistance limite

	$R_{c/t; cr; recal}$	$R_{c/t; cr; m}$	$R_{c/t; cr; m} / R_{c/t; cr; recal}$
Calais P1	917	1033	1,13
Calais P2	923	950	1,03
Coudekerque P1	1575	1950	1,24
Loon P1	654	820	1,25
Loon P2	574	710	1,24

3.4 Courbes de mobilisations des frottements axiaux unitaires q_s

L'analyse des courbes de transfert t-z obtenues permet d'observer que les courbes ont quasiment toutes la même forme, sans radoucissement (Figure 4). Cette courbe est caractéristique d'un sable plutôt lâche, en faisant l'analogie avec un essai de cisaillement sur un sable.

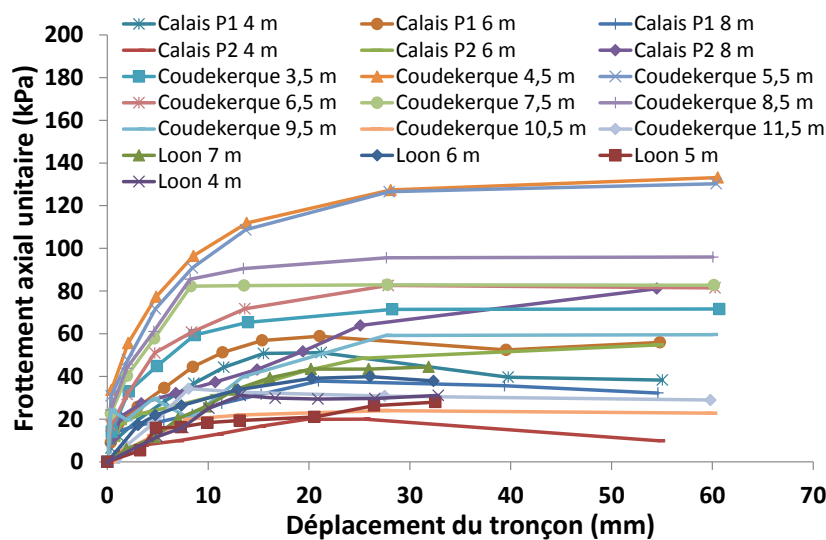
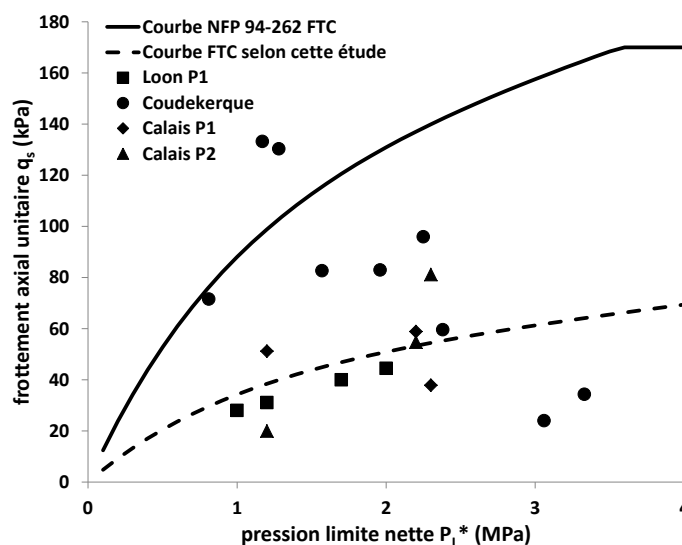


Figure 4. Courbes t-z pour les pieux à la tarière creuse, dans les sables

Figure 5. Relation q_s - P_L^* , comparaison avec la NF P 94-262 et proposition d'une nouvelle courbe

De manière générale, on remarque que les frottements axiaux unitaires mesurés sont largement inférieurs à ceux attendus d'après la norme NF P 94-262 : 17 des 19 valeurs de q_s mesurées sont inférieures aux valeurs attendues pour un $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ de 1,8 et des valeurs numériques des paramètres a, b et c de la courbe f_{sol} Q2 (AFNOR, 2012) (Figure 5).

Il est également intéressant de constater que les frottements mesurés dans les terrains de couvertures sont en moyenne plus élevés que prévus et 'compensent' donc en partie la faiblesse du frottement dans les sables.

4. Proposition de nouveaux paramètres pour le calcul des pieux forés à la tarière creuse dans les sables fins homométriques et coquilliers

Dans cette dernière partie nous proposons de nouvelles valeurs de $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ et k_p à appliquer dans ces sols, et comparons les résistances théoriques aux résistances mesurées.

Afin de garder la même philosophie que celle adoptée par la Commission d'Evaluation des Procédés Géotechniques (EPG) pour déroger aux valeurs de la norme pour l'établissement de cahiers des charges particulières, nous avons décidé de ne faire varier que la valeur du paramètre $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ et de garder les valeurs des paramètres a, b et c de la courbe f_{sol} .

Les valeurs de frottement axial unitaire étant constamment surestimées pour une valeur de 1,8 pour $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ comme nous avons pu le voir précédemment (Figure 5), nous proposons une valeur de 0,7 qui semble beaucoup plus raisonnable pour ces sols (Figure 5) : la nouvelle courbe des frottements axiaux unitaires limites mobilisables dans ces sables est représentée sur cette figure, tracée en prenant cette valeur nouvelle mais en gardant les mêmes valeurs a, b et c de la courbe f_{sol} . De même, il est nécessaire de plafonner cette courbe à 70 kPa.

Concernant les résistances de pointes, il est nécessaire de diminuer la valeur du coefficient de portance pressiométrique k_p fixée à 1,65 dans la norme NFP 94-262 : une valeur de 1,1 est proposée.

Le Tableau 6 compare les nouvelles résistances calculées à celles mesurées.

Tableau 6. Ratios entre les résistances mesurées et calculées, avec les nouvelles valeurs proposées de $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ et k_p

	$R_{s; m} / R_{s; cal}$	$R_{b; m} / R_{b; cal}$	$R_{c/t; m} / R_{c/t; cal}$	$R_{c/t; cr; m} / R_{c/t; cr; cal}$
Calais P1	1,10	1,15	1,12	1,20
Calais P2	1,14	1,10	1,12	1,12
Coudekerque P1	1,79	0,87	1,37	1,88
Coudekerque P2	-	0,90		-
Coudekerque P3	-	0,93		-
Loon P1	1,02	1,38	1,18	1,27
Loon P2	1,22	-	1,22	1,51

On remarque qu'en moyenne la résistance de frottement mesurée est maintenant supérieure de 25 % à la résistance de frottement avec cette nouvelle valeur de $\alpha_{\text{pieu-sol}}$. Le cas du Pieu P1 de Coudekerque reste problématique, puisque la résistance de frottement est largement sous-évaluée.

La résistance de pointe mesurée reste en moyenne 5 % plus grande que celle mesurée avec cette valeur de k_p . Cette valeur est toutefois biaisée par les résultats obtenus sur le pieu P1 de Loon. Si ce pieu est écarté, le ratio $R_{b; m} / R_{b; cal}$ descend à 0,99.

En regardant les résistances limites, en revanche, on remarque que le ratio $R_{c/t; m} / R_{c/t; cal}$ vaut en moyenne 1,20. Un ajustement sur les valeurs proposées reste donc possible

tout en gardant une certaine sécurité, d'autant plus que la charge de fluage est sous-estimée au minimum de 10 %, augmentant d'autant plus la sécurité aux ELS.

5. Conclusions

Les différents essais menés sur des pieux forés à la tarière creuse ont permis de montrer que les résistances limites de ces pieux sont surestimées de manière systématique dans des sables homométriques et coquilliers.

Une nouvelle courbe des frottements axiaux unitaires limites propre à ces sols est présentée avec une nouvelle valeur de $\alpha_{\text{pieu-sol}}$. Un nouveau facteur de portance pressiométrique k_p est également proposé. Ces propositions permettent de calculer de manière sécuritaire les pieux dans ces sables très particuliers.

Bien entendu, dans un souci d'homogénéité, et ce même si aucune reconnaissance au pénétromètre statique n'a été réalisée sur ces sites, il est nécessaire d'abattre d'autant le paramètre $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ de la méthode pénétrométrique ainsi que le q_{smax} de cette méthode et le coefficient de portance pénétrométrique k_c , dans la mesure où les essais sont possibles dans ces terrains.

Il reste nécessaire de mener de nouveaux essais de chargement dans ces sols, afin de pouvoir non seulement mieux appréhender le comportement de ces pieux, mais également de mener une analyse de ces données selon les principes qui ont servi à l'élaboration de la norme NF P 94-262 de manière à confirmer les propositions présentées dans ce rapport. Une étude similaire sur d'autres types de pieux devrait également être menée, toutes les catégories de pieux étant impactées par ces sols si particuliers : deux pieux vissés moulés testés sur le site de Calais ont donné des résultats également faibles.

Une prise en compte de ces éléments dans la norme NF P94-262 devra être envisagée.

6. Références bibliographiques

- AFNOR (2012). Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes, Norme française, NF P 94-262.
- Angemeer J., Carlson E. and Klick J. H. (1973). Techniques and results of offshore pile load testing in calcareous soil. Proceedings of the 5th Offshore Technology Conference, Houston, USA, Paper 1894.
- Brown D., Dapp S., Robert Thompson W., and Lazarte C. (2007). Geotechnical engineering circular no. 8: Design and Construction of Continuous Flight Auger (CFA) Piles, Report FHWA-HIF-07-03, 293 pages.
- Noorany I. (1985) Side friction of piles in calcareous sands. Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, USA, 1611-1614.
- Spagnoli G., Doherty P., Wu D., Doherty M. (2015), Some mineralogical and geotechnical properties of carbonate and silica sands in relation to a novel mixed-inplace pile, 12th Offshore Mediterranean Conference and Exhibition, Ravenna, Italy.
- Szymkiewicz, F., S. Burlon, F. Guirado, C. Minatchy and Vincencas G. (2015). Experimental study of heating-cooling cycles on the bearing capacity of CFA piles in sandy soils, XVI ECSMGE, Edinburgh.
- Szymkiewicz F., Minatchy C. & Reiffsteck P. (2021). Static pile load tests: contribution of the measurement of strains by optical fiber. International Journal of GEOMATE, Vol. 20, Issue 81, pp44-51.