

# COMPORTEMENT DES SOLS SOUS LES FONDATIONS D'ÉOLIENNE DE GRANDE HAUTEUR

## SOIL BEHAVIOR UNDER FOUNDATIONS OF GREAT HEIGHT WIND TURBINE

Fatima Zahraa KACHKOUCH<sup>1</sup>, Diego RODRIGUEZ<sup>2</sup>, Saber IMANZADEH<sup>3</sup>,  
AnnePANTET<sup>4</sup>, Benoit MELEN<sup>5</sup>

<sup>1,2,3,4</sup> Normandie Université – Université du Havre, Laboratoire Ondes et Milieux Complexes (LOMC), Le Havre, France.

<sup>3</sup> Normandie Université, INSA de Rouen, LOFIMS, Avenue de l'Université, BP 08, 76801 Saint-Étienne-du-Rouvray, France

<sup>5</sup> Freyssinet, 280, avenue Napoléon Bonaparte CS 60002 - 92506 RUEIL MALMAISON CEDEX, France

**RÉSUMÉ** – Dans cet article, seront présentés les premiers résultats de la reconnaissance des sols à partir de SPT, pour l'implantation d'éoliennes terrestres de grande hauteur au Brésil. Le comportement du sol de fondation est examiné en déterminant la capacité portante par la méthode analytique et les déplacements par la méthode numérique, en utilisant les paramètres classiques de Mohr-Coulomb, déterminés à partir de corrélations.

**ABSTRACT** – In this article, will be presented the results of soils investigation from SPT, for the installation of great height wind turbines in Brazil. The behavior of soil foundation is examined by determining the bearing capacity and displacement using respectively analytical and numerical methods. For this, the conventional Mohr-Coulomb parameters were estimated from the proposed correlations in the literature.

### 1. Introduction

Le projet EOLIFT, initié par le groupe Freyssinet, en partenariat avec l'INSA de Rouen (LOFIMS) et l'Université du Havre (LOMC), vise à concevoir et réaliser d'une des tours en béton précontraint de grande hauteur (>100m) et d'autre part un outil d'assemblage de la tour, et de levage de la nacelle. Ce projet accompagné par l'ADEME est soutenu dans le cadre du Programme Energies Décarbonées des Investissements d'Avenir.

Dans cette contribution, on présente une étude sur le comportement d'une fondation superficielle d'une éolienne de 118,5 m de hauteur en s'appuyant sur une campagne de reconnaissance géotechnique, basée uniquement sur des résultats SPT. Ces premiers travaux de reconnaissance sont réalisés sur le site de TRAIRI, dans la province de Cearà au NE du Brésil, à 100 km au Nord de Fortaleza. Cet essai simple largement utilisé dans le monde a fait l'objet de nombreuses études (1) pour améliorer son signal compte tenu des difficultés opératoires et (2) pour établir des corrélations avec les paramètres classiques de la géotechnique. Bien que Terzaghi lui-même fût extrêmement prudent pour l'interprétation de cet essai et qu'il recommandait de ne jamais s'en contenter pour une fondation importante, de nombreux auteurs se l'approprient pour en déduire les paramètres usuels, notamment l'angle de frottement et les modules de déformation, en particulier le module de cisaillement associé à la vitesse de propagation des ondes de cisaillement, pour étudier la liquéfaction des sols sous sollicitations dynamiques et les séismes (Seed et al. 1979 ; 1983). Nous nous sommes engagés dans cette étude préliminaire avec un regard critique. Compte tenu des éléments d'informations sur les sols et en fonction de cas de charges pré-définies par l'entreprise (non définitifs), nous avons choisi d'étudier la capacité portante de la fondation à partir des propriétés de cisaillement du sol, en considérant les paramètres de la loi de Mohr-Coulomb, pour plusieurs raisons.

Simple et usuelle, cette procédure est considérée comme référente dans les méthodes analytiques dans les normes d'application nationale de l'EC7(NFP 94-261, juin 2013). En l'absence de données de laboratoire, les paramètres adoptés sont soit issus de la littérature, soit de corrélations avec le paramètre SPT. Puis, pour mieux comprendre le comportement du sol sous ces ouvrages, notamment en termes de déplacements, il a été décidé d'examiner à l'aide du logiciel Plaxis 3D, la réponse du massif de sol stratifié, sous le torseur des efforts défini par le projet, en prenant en compte les trois étapes de construction. Pour réaliser l'étude des champs de contraintes et de déplacements par méthodes numériques, les recommandations préconisées sur le choix des lois de comportement, sur le maillage et les conditions aux limites ont été suivies. On rappelle que le concepteur doit le plus souvent considérer la capacité portante et la raideur cyclique mais aussi les déplacements permanents engendrés par les cycles et de possibles évolutions des réactions du sol. (Semblat et al. 2011). Ces aspects ne seront pas développés dans cet article.

## 2. Synthèse générale sur l'usage du SPT

Malgré le regard critique sur cet essai, il semble que de nombreux auteurs l'utilisent pour établir des corrélations avec des paramètres de cisaillement ou pour estimer le potentiel de liquéfaction du sol sous sollicitations dynamiques. Le tableau 1 rassemble des études récentes, indiquant ainsi l'usage encore très fréquent de cet essai dans le monde.

Tableau 1. Etudes récentes du SPT

Auteurs	Objet de l'article	Application
Fabbrocino et al., 2015	Corrélations entre la vitesse d'ondes de cisaillement et SPT	Formation de sols complexes
Johari et al., 2013	Estimation du potentiel de liquéfaction à partir de l'essai SPT	Liquéfaction des sols
Youd et al., 2011	Corrélations entre la liquéfaction et la résistance à la pénétration (SPT)	Résistance à la liquéfaction des sols
Dikmen, 2009	Corrélation statistique entre la vitesse d'ondes de cisaillement et SPT	Différents types des sols
Hettiarachchi et al., 2009	Corrélations entre les paramètres de cisaillement des sols et SPT	Résistance au cisaillement des sols
Mendes et al., 2008	Analyse de la variabilité spatiale de la résistance à la pénétration (SPT)	Résistance et rupture des sols

### 2.1. Standard Penetration Test (SPT)

Le Standard Penetration Test (SPT) est un essai de pénétration dynamique qui permet de tester la résistance du sol, tout en prélevant des échantillons remaniés du terrain. En raison de son faible coût de réalisation, il est largement utilisé à travers le monde. En France, il n'est utilisé que très rarement, l'essai pressiométrique lui étant préféré. La résistance à la pénétration est évaluée par le nombre de coups nécessaire pour enfoncer le train de tige de 30 cm. La valeur N mesurée au SPT s'exprime en coups/30 cm. A son avantage cet essai in situ associe une mesure de résistance du terrain à un prélèvement d'échantillons, quoique très remaniés, permettant l'identification au moins visuelle des terrains rencontrés. L'interprétation de l'essai est délicate à cause de nombreux problèmes d'exécution liés à différents paramètres techniques et à l'état du sol, ainsi différents auteurs ont apportés des corrections. On peut citer parmi les relations proposées pour la correction de la valeur de N celle de Liao et Whitman (1986).

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} = C_N \cdot \frac{E_m C_B C_S C_R N}{0,6} \quad (1)$$

Où  $(N_1)_{60}$  : correction propre au SPT,  $C_N$  : coefficient de correction de la contrainte effective,  $E_m$  : correction du taux d'énergie de la masse,  $C_B$  : correction du diamètre du forage,  $C_R$  : correction de la longueur du train de tiges,  $C_S$  : correction du carottier avec ou sans revêtement et  $N$  : le nombre de coups non corrigés dans un test SPT. Seed et al., (1985), Skempton (1986), Bowles (1996) et Robertson et al., (1998) ont proposé les valeurs pour  $E_m$ ,  $C_B$ ,  $C_S$  et  $C_R$ . Tokimatsu et al., (1983) ont proposé la formule suivante pour estimer la valeur de  $C_N$ , avec  $\sigma'_v$  : contrainte effective exprimée en  $\text{kgf/cm}^2$  ( $1 \text{ kgf/cm}^2 = 98,1 \text{ kPa}$ )

$$C_N = \frac{1,7}{0,7 + \sigma'_v} \quad (2)$$

## 2.2. Corrélations entre N et les paramètres de sol

Compte tenu de son large usage dans le monde et des études sur le battage et la propagation des ondes, des auteurs ont proposé d'établir des corrélations entre la valeur de N mesurée au SPT et les paramètres usuels ; le module d'élasticité ( $E_s$ ) et l'angle de frottement interne ( $\phi'$ ). Ces valeurs de  $E_s$  et  $\phi'$  sont calculées à partir de différents modèles semi-empiriques ; de nombreuses expressions, existent dans la littérature en fonction des applications traitées. Les cinq modèles semi-empiriques (Kulhawy et Mayne 1990, Wolff 1989 et Bowles 1996) retenus pour cette étude et utilisés dans le cadre du dimensionnement d'une fondation d'éolienne de grande hauteur afin d'obtenir les valeurs du module d'élasticité et l'angle de frottement interne, sont présentés dans le tableau 2.

Tableau 2. Modèles semi-empiriques proposés pour le calcul de l'angle de frottement interne ( $\phi'$ ) et du module d'élasticité ( $E_s$ ) du sol ( $N_{55} = N_{60} \frac{60}{55}$ )

Auteurs	Objet d'étude	Application
Kulhawy et Mayne (1990)	$\phi' = 54 - 27.6034 \exp(-0.014(N_1)_{60})$	Sols sableux
Wolff (1989)	$\phi' = 27.1 + 0.3(N_1)_{60} - 0.00054(N_1)_{60}^2$	Sols sableux
Bowles (1996)	$E_s = 500(N_{55} + 15) \text{ kPa}$	Sable normalement consolidé
Bowles (1996)	$E_s = 300(N_{55} + 6) \text{ kPa}$	Sable limoneux
Bowles (1996)	$E_s = (15000 \text{ à } 22000) \ln N_{55} \text{ kPa}$	Sable normalement consolidé

## 2.3. Le modèle de Mohr-Coulomb

Les paramètres principaux pour le modèle de Mohr-Coulomb (MC) sont d'une part le module de Young  $E_s$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  et d'autre part la cohésion  $C'$ , l'angle de frottement  $\phi'$  et l'angle de dilatance  $\psi$ . Quand le modèle de MC est utilisé dans les calculs dynamiques, les paramètres de raideur doivent être sélectionnés de manière à bien prédire les vitesses des ondes dans le sol. Les nombreuses corrélations avec le SPT peuvent permettre l'estimation de la vitesse de cisaillement ou du module de cisaillement correspondant.

## 3. Application à l'étude préliminaire des fondations

### 3.1. Le site d'étude et la reconnaissance initiale

Quatre lignes de sondages SPT, localisées sur la figure 1 ont été effectuées en juillet 2012, avec 7 forages pour Cacimbas et Santa Monica et avec 11 forages pour Estrela et Ouro Verde.

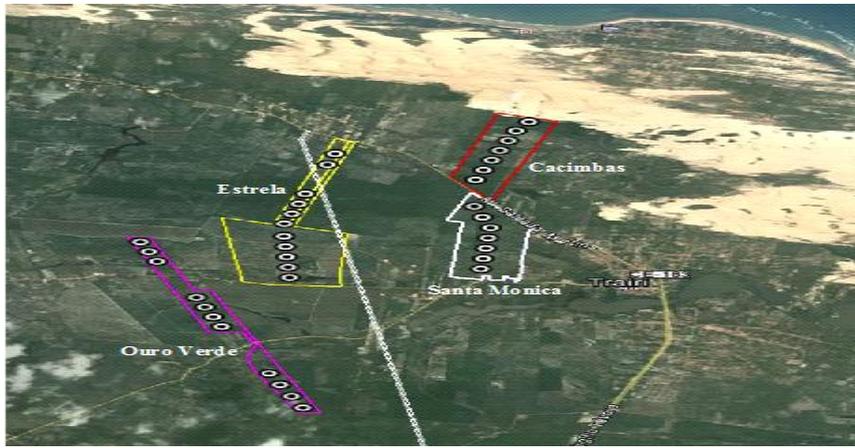


Figure 1: Présentation générale du site TRAIRI

Les coupes de sondages, fournies par l'entreprise, indiquent les profils SPT avec une description lithologique sur une profondeur voisine de 20 m, soit une fois le diamètre de la fondation. Il est recommandé en général d'investiguer au minimum 1,5 fois le diamètre. Ces sondages montrent que le site TRAIRI présente une succession de couches de sables silteux plus ou moins compacts, plus ou moins homogènes et contenant des graviers et cailloux de quartz (figure 2). Un niveau d'eau est également indiqué à faible profondeur.

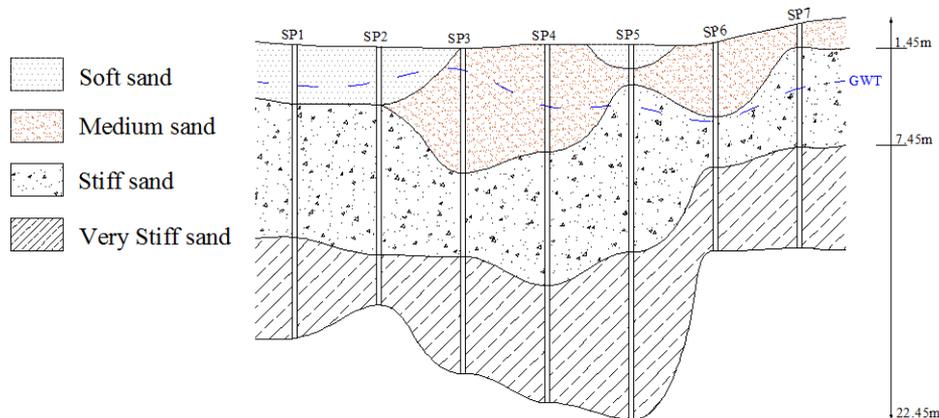


Figure 2: Exemple de coupe géologique (site de Cacimbas, GWT : nappe phréatique)

Il est possible d'établir des profils géotechniques (figure 2) pour chaque ligne en considérant des horizons caractérisés par leur consistance définie par sable mou pour  $N$  (le nombre de coups non corrigés dans un test SPT) compris entre  $[0-4]$  – sable moyen pour  $N$  entre  $[4-10]$  – sable raide pour  $N$  entre  $[10-30]$  et sable très raide pour  $N$  supérieur à 30. La variabilité spatiale des valeurs SPT est partiellement associée avec la variation du niveau de la nappe phréatique, indiquant un écart d'une unité pour  $N$ , avec des essais SPT réalisés en saison sèche ou en saison humide (Mendes et Lorandi, 2008). Le risque sismique est peu élevé dans la région, limitant ainsi le risque de liquéfaction.

### 3.2. Du sondage SP3 de Cacimbas au profil d'étude considéré représentatif

La valeur moyenne  $N$  de chaque horizon caractérisé par sa consistance, est calculée, puis corrigée suivant l'équation (1) en  $(N_1)_{60}$ . Cette valeur est celle utilisée pour le calcul des paramètres de corrélation : module d'élasticité ( $E_s$ ) et angle de frottement interne ( $\phi$ ). Par la suite, ce sont les valeurs intermédiaires qui seront considérées pour définir le profil d'étude. Le massif de sol est constitué de trois horizons, dont la consistance augmente avec la profondeur. La nappe phréatique est située à -1,25 m par rapport au terrain

naturel. Le tableau suivant rassemble les données traitées et utilisées pour le calcul. La démarche est similaire pour les autres sondages.

Tableau 3. Paramètres de sol pour le sondage SP3 de Cacimbab

Sondage	Profondeur (m)	Valeur moyenne de N	N <sub>60</sub>	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	Contrainte effective $\sigma'_v$ , kPa	Angle de frottement ( $\phi'$ )°	Module d'élasticité E <sub>s</sub> , MPa
Cacimbab (SP3)	6.45	6.5	5.4	6.1	74.5	27	14
	11.45	15.2	12.62	11	124.5	30	27
	19.10	> 40	33.2	24	201	35	40

### 3.3. Définition des charges pré-définies

La fondation est représentée par un massif circulaire de diamètre 19,8 m, encastrée à 3,40 m, sur lequel s'exercent les éléments du torseur (N et M), dont les combinaisons d'actions sont réunies dans le tableau 3.

Tableau 3. Charges appliquées sur la fondation

Etat limite	Efforts verticaux	Moment	excentricité	Coefficients pour le calcul de Q <sub>ref</sub>		
	N (kN)	M (kN.m)	e=M/N (m)	M	N	(fondation+remblai)
ELS(QP)	17799	67050	1.70	1.00	1.00	1.00
ELS (fréquent)	17829	76256	1.93	1.00	1.00	1.00
ELS (caractéristique)	17682	135575	3.44	1.00	1.00	1.00
ELU (max)	17679	148687	3.78	1.00	1.35	1.35
ELU (min)	14180	130010	5.44	0.90	1.35	0.90

ELS : Etat Limite de Service, ELU : Etat Limite Ultime, QP : quasi-permanent, Q<sub>ref</sub> : Charge de référence

### 3.4. Justifications de la capacité portante de la fondation superficielle sous les combinaisons de charges pré-définies (ELU-ELS) par la méthode analytique

Bien qu'une éolienne de grande hauteur soit un ouvrage complexe, subissant des sollicitations cycliques, à ce stade préliminaire d'études du comportement de la fondation superficielle, nous examinerons ici la sécurité vis-à-vis de la rupture par poinçonnement suivant la norme homologuée NF EN 1997-1 sur la base de ces premiers travaux de reconnaissance. Cette dernière ne s'applique qu'à des ouvrages courants, où les fondations superficielles ne sont considérées soumises qu'à des sollicitations statiques.

Le calcul analytique de la capacité portante de la fondation a été réalisé suivant les différentes combinaisons de charges sur la base de la formule de Terzaghi adaptée en suivant l'annexe F de de la NFP 94-261 (Normes d'application nationale de l'EC7, 2013). Dans le cas d'un massif stratifié, la capacité portante doit être déterminée en utilisant les paramètres de résistance au cisaillement de la formation la moins résistante.

L'excentricité e de la résultante des actions est déterminée et permet ainsi de calculer la surface effective A' d'une fondation circulaire. Les facteurs de portance et les coefficients de forme sont calculés à partir de l'angle de frottement et la géométrie de la fondation.

La justification vis-à-vis de la portance s'effectue à partir des charges avec l'EC7 alors qu'elle s'effectue en contraintes, avec le fascicule 62-V, avec  $q_{ref} = \frac{Q_{ref}}{A'}$ .

$$q_{ref} < \frac{1}{\gamma_q} \cdot (q_l - q_0) + q_0 \text{ ou } q_{ref} < \frac{1}{\gamma_q} \cdot q_{net} + q_0 \quad (3)$$

$$\text{Avec } q_{net} = c \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma - q_0$$

Tableau 4. Comparaison des termes de l'inégalité vis-à-vis de la portance

Etat limite - kPa	$\phi' = 26^\circ$	$\phi' = 27^\circ$	$\phi' = 27^\circ$	$q_{ref}$
	nappe à - 1,25 m		nappe à -10 m	
ELS (QP)	795	908	1024	164
ELS (fréquent)	795	908	1024	170
ELS (caractéristique)	795	908	1024	229
ELU (max)	1171	1340	1505	328
ELU (min)	1166	1334	1499	466

Le tableau 4 indique que la justification de l'inégalité (exprimée en contraintes) est vérifiée pour chaque combinaison. Il est admis que la justification ne diffère que par sa présentation entre les deux règlements.

Dans le cas de charges fortement excentrées, il est indiqué que des précautions doivent être prises dans le cas où l'excentricité de la charge dépasse 60% du rayon de la charge pour une semelle circulaire. Pour une semelle circulaire, il convient donc de vérifier les critères suivants:

$$\text{ELU : } \left(1 - \frac{2.e}{B}\right) > \frac{3}{40} \text{, ELS QP et fréquent : } \left(1 - \frac{2.e}{B}\right) > \frac{3}{4} \text{, ELS caractéristique : } \left(1 - \frac{2.e}{B}\right) > \frac{9}{16} \quad (4)$$

Dans les cas considérés, ces critères sont respectés. L'étude en déplacements est cependant à examiner.

### 3.5. Examen du comportement du sol sous la fondation superficielle sous l'action des charges pré-définies par la méthode des éléments finis

Pour rendre compte des conditions de terrains stratifiés et pour examiner l'effet des conditions de chargement cycliques, nous avons utilisé le code PLAXIS 3D. Le calcul numérique est réalisé sur le demi-massif, par symétrie (figure 3) avec la même loi de comportement MC. Le calcul numérique comprend les trois étapes suivantes ; l'action de la fondation, puis l'application de l'effort vertical et finalement celui du moment. Le moment est représenté par l'action de forces verticales excentrées. Ce sont ces résultats qui sont ici présentés. Des calculs antérieurs ont montré qu'avec le modèle de MC, (1) avec application d'une première charge modérée, le comportement en déchargement-rechargement reste quasiment sur une même branche linéaire et (2) lorsque cette charge est augmentée mais inférieure au critère, le déplacement ré-augmente linéairement. Le déchargement ne fait pas apparaître de forts déplacements plastiques.

Les résultats présentés ici correspondent aux charges maximales pré-définies, en considérant les trois étapes. La construction de la fondation avec la substitution du sol par le béton armé modifie peu la contrainte à l'interface sol-fondation et ne provoque que peu de tassements (figure 4). L'application de la charge verticale correspond à la construction de la tour augmente la contrainte, qui reste uniforme et entraîne une augmentation des tassements, caractéristiques d'une fondation relativement rigide, dont la valeur max est de 30 mm. L'application de tous les éléments du torseur modifie la distribution des contraintes à l'interface. Les contraintes calculées à l'interface de la fondation présentent une distribution triangulaire, avec une valeur max de 190 kPa, proche de la valeur de  $q_{ref}$

(ELS), car le calcul numérique est réalisé sans pondération des actions. Sous l'effet du moment, la fondation est majoritairement en compression, bien que partiellement en décompression par rapport aux étapes précédentes. La cuvette des tassements est largement modifiée, elle devient fortement dissymétrique, avec une valeur max de 43 mm, mais indique également qu'une partie (quasiment la moitié) de la fondation se soulève, alors que l'autre s'enfonce encore pour cette dernière étape.

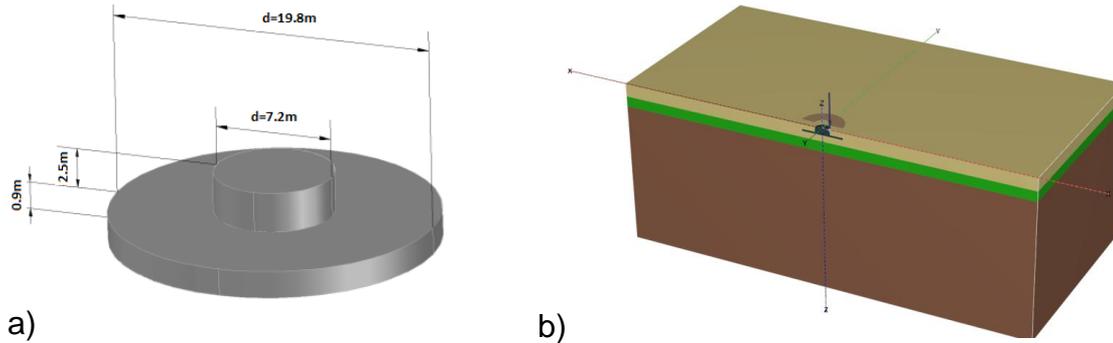


Figure 3 : a) Dimensions de la fondation, b) Modèle éléments finis

La faible valeur du module  $E_s$  (dédit des corrélations) et la quasi absence de déformations plastiques en déchargement (les contraintes sont à l'intérieur de la surface de charge définie avec le critère de rupture) nuit probablement à la définition du champ de déplacement aussi on adoptera une loi avec écrouissage de type HardeningSoil, avec un jeu de paramètres académiques, à ce stade de la reconnaissance. Toutefois, par rapport à la phase initiale, il se produit un tassement, qui est non uniforme. Il est à noter également que le déplacement du sol hors la zone de la fondation est à examiner. Rigidifier la surface du sol par des techniques de traitement de sols en réalisant vaste une plate-forme pour recevoir le parc éolien est également une solution à examiner. En effet la réalisation des fondations superficielles doit être compatible avec les critères de déformation et de rotation qui doivent être discutées avec le concepteur.

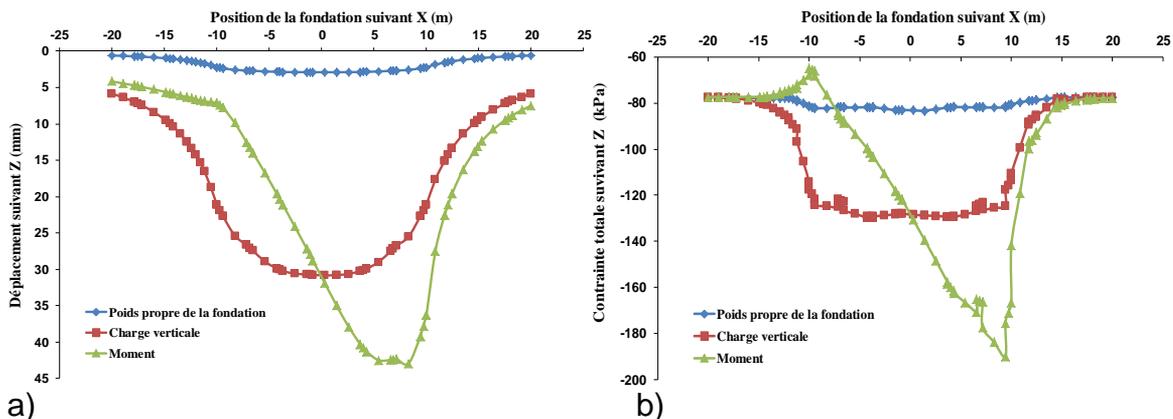


Figure 4 : a) Déplacement et b) contrainte à l'ELS fréquent sous la fondation d'une éolienne

#### 4. Conclusions

La définition des paramètres de résistance au cisaillement par la seule donnée de N corrigé, complétée par une description lithologique, s'avère intéressante pour construire un modèle géotechnique du site. La reconnaissance des sols a mis en évidence un massif stratifié, dont les propriétés s'améliorent avec la profondeur. Cependant, cette étude n'est qu'illustrative pour comprendre les effets séparés des efforts appliqués, notamment celui du moment et de l'excentricité résultante. Conformément aux attentes, les résultats obtenus par la modélisation par éléments finis sont plus complets que ceux obtenus par

les méthodes analytiques. Toutefois, la pertinence des études est fortement liée à la qualité des données et au choix de la loi de comportement de sol. Outre la nécessité de préciser les données en vue de calculs dynamiques, il faut également intégrer le couplage entre les déplacements compatibles de la structure et ceux du sol. La réalisation d'une plate-forme rigidifiée par traitement de sols est à examiner.

## **5. Références bibliographiques**

- Bowles JE, (1996). *Foundation analysis and design*, The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Normes d'application nationale de l'Eurocode 7, NF P 94-261(2013). *Justification des ouvrages géotechniques, Fondations superficielles*, pp. 94-261
- Fabbrocino S, Lanzano G, Forte G, De Magistris FS, Fabbrocino G., (2015) SPT blow count versus shear wave velocity relationship in the structurally complex formations of the Molise Region (Italy), *Engineering Geology*, vol. 187, pp.84-97
- Hettiarachchi H, Brown T, (2009). Use of the SPT blow counts to estimate shear strength properties of soils: energy balance approach, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 135, pp. 830-834
- Kulhawy FH, Mayne PW, (1990). Estimating soil properties for foundation design. EPRI Report EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, pp. 306
- Liao S, Whitman RV, (1986). Overburden correction factors for SPT in sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, N°. GT3, pp. 373-377
- Mendes RM, Lorandi R.(2008). Analysis of spatial variability of SPT penetration resistance in collapsible soils considering water table depth - *Engineering Geology*, vol. 101, pp. 218–225
- Robertson PK, Wride CE, (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test, *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, vol. 35(3), pp.442–459
- Seed HB, Idriss IM, Arango I, (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 109(3), pp.458–482
- Seed HB,(1979). Soil liquefaction and cyclic evaluation for level ground during earthquake. *Journal of Geotechnical engineering*, vol. 105 (52), pp. 201-255
- Seed HB, Tokimatsu K, Harder LF, Chung Riley M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations, *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 111 (12)
- Semblat JF, Lenti L, Jacqueline D, Leblond JJ, Grasso E, (2011). Vibrations induites dans le sol par le trafic ferroviaire, *Revue Française de Géotechnique*, pp.23-36
- Skempton AW (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation, *Geotechnique* vol. 36, No. 3, pp. 425-447
- Tokimatsu K, Yoshimi Y, (1983). Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content, *Soil and Foundations*, vol. 23, No. 4
- Wolff TF, (1989). Pile capacity prediction using parameter functions, ASCE *Geotechnical special publication*, no. 23, pp. 96-107
- Youd TL, Idriss IM, (2011). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops of evaluation of liquefaction resistance of soils, American Society of Civil Engineers, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 127(10), pp. 817 – 833
- Dikmen U, (2009). Statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistance for soils, *Journal of Geophysics and Engineering*, vol. 6, pp.61–72
- Johari A, Khodaparast AR, (2013). Modelling of probability liquefaction based on standard penetration tests using the jointly distributed random variables method, *Engineering Geology*, pp. 158, 1–14