

# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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



76 €

1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> TRIMESTRES 2012

# Sommaire



REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE  
N° 138-139  
1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> trimestres  
2012

Recommandations sur la conception, le calcul,  
l'exécution et le contrôle des fondations d'éoliennes 3

---

Recommendations for the design, calculation,  
installation and inspection of wind-turbine foundations 51

---

La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La *Revue française de géotechnique* se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans chaque numéro, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités ([www.geotechnique.org](http://www.geotechnique.org)).

# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

**Directeur de publication** : Bruno BIEDER

**Rédacteur en chef** : Philippe MESTAT (IFSTTAR)

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

**Comité de lecture** : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Alain GUILLOUX (Terrasol), D. JONGMANS (Université Joseph-Fourier, Grenoble), R. KASTNER (INSA, Lyon), A. PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), A. POUYA (LCPC, Paris), C. SCHROEDER (Université de Liège), J.-P. TISOT (ENSG, Nancy), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

---

Revue trimestrielle

Abonnement 2012 (numéros 138 à 141) franco : 140 €

Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

---

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

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

[presses.ponts@mail.enpc.fr](mailto:presses.ponts@mail.enpc.fr)

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

N° d'imprimeur : 156596. Dépôt légal : octobre 2013



# Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des fondations d'éoliennes

## Membres du groupe de travail « Fondations d'éoliennes »

### *Président*

Berthelot Patrick      Bureau Veritas

### *Secrétaires*

Glandy Michel      Soletanche-Bachy-Pieux

Lamadon Thierry      Bureau Veritas

### *Membres rédacteurs*

Aguado Pascal      Apave

Carpinteiro Luis      Socotec

Dano Christophe      École Centrale Nantes

Durand Daniel      Bureau Veritas

Durand Frédéric      Fugro

Gauthey J-Robert      Spie Fondations

Jandel Éric      Fondasol

Lambert Serge      Keller

Martin Alexander      CTE

Plomteux Cyril      Ménard

Thorel Luc      LCPC

### *Ont également participé à la rédaction*

Antoinet Éric      Antéa

Bersch Matias      CTE

Bourne Gilles      Alios

Bretelle Sylvie      Cathie-Associates

De Muynck Pascale      EDF-EN

Denois Thierry      EDF-EN

Le Kouby Alain      LCPC

Liausou Philippe      Ménard

Mazaré Bruno      Egis

Pal Olivier      Eiffage

Reboul Michaël      Terrasol

### *Ont été consultés*

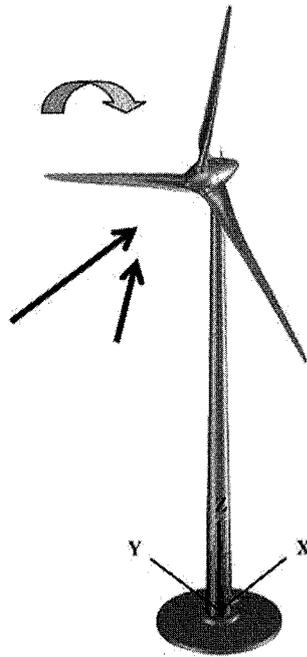
Marburger      Nordex

Niedermowwe Nills      Enercon

Puech Alain      SOLCYP

Remillon Vincent      Repower

Schacknies Meik      Enercon



## Notations et unités

### Notations latines

Notation	Descriptif	Unité
$A_p$	Section droite de l'inclusion ou de la colonne	[m <sup>2</sup> ]
$A_{sw}$	Aire de la section des armatures d'effort tranchant	[m <sup>2</sup> ]
$B$	Largeur de la fondation « comprimant le sol »	[m]
$c$	$= 2/n/\sigma_z/K_{pv}/\sigma_2 K_{ph} \sigma_1 10^3$	
$C'$	Cohésion effective	[Pa]
$C_{max}$	Coefficient tenant compte de la consistance qu'il est nécessaire de donner au béton	
$d$	$d = 1 - n c/(1 + n c)$	
$d_x$	Diamètre des grains solides à x % de passant	[m]
$d_1$	Longueur du mécanisme de rupture	[m]
$d_2$	Longueur du mécanisme de rupture	[m]
$e$	Excentrement de la charge verticale = M/V	[m]
$E$	Module d'Young (pour des déformations comprises entre 10 <sup>-3</sup> et 10 <sup>-4</sup> )	[Pa]
$E_c$	Module sphérique (Ménard)	[Pa]
$E_d$	Module déviatorique (Ménard)	[Pa]
$E_{eq}$	Module de déformation équivalent	[Pa]
$E_{max}$	Module d'Young pour une déformation de l'ordre de 10 <sup>-6</sup>	[Pa]
$E_{oed}$	Module œdométrique	[Pa]
$E_{yst}$	Module d'Young pour une déformation de l'ordre de 10 <sup>-2</sup>	[Pa]
$E_M$	Module conventionnel déterminé lors de l'essai pressiométrique Ménard normalisé	[Pa]
$E_{mEq}$	Moyenne harmonique des $E_M$	[Pa]
EV1	Essai de plaque : module de premier chargement	[Pa]
EV2	Essai de plaque : module de deuxième chargement	[Pa]

$E_y$	Module d'Young du matériau de l'élément rigide	[Pa]
$f_c^*$	Valeur caractéristique de la résistance conventionnelle du béton ou coulis	[Pa]
$f_{cd}$	Contrainte de calcul en compression de l'inclusion	[Pa]
$f_{cj}$	Résistance à la compression du matériau de l'élément rigide	[Pa]
$f_{ck}$	Résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cylindres à 28 jours	[Pa]
$f_{ck}(t)$	Résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cylindres au temps t	[Pa]
$f_{ck}^*$	Résistance caractéristique à la compression du béton du coulis ou mortier d'une inclusion	[Pa]
$f_{ct}$	Résistance en traction directe du béton	[Pa]
$f_{ctd}$	Résistance de calcul en traction du béton	[Pa]
$f_{ctk0.05}$	Fractile à 5 % de la résistance caractéristique en traction du béton	[Pa]
$f_{ctm}$	Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton	[Pa]
$f_{cvt}$	Résistance de calcul en cisaillement et compression du béton	[Pa]
$f_{ywd}$	Résistance de calcul de l'acier ( $= f_e/\gamma_s$ ) à l'ELU	
$f_s$	Frottement latéral unitaire local (au pénétromètre statique)	[Pa]
$f_e$	Limite élastique du matériau dans le cas d'inclusions métalliques	[Pa]
$F_{eau}$	Force verticale de soulèvement exercé par l'eau sur le massif	[N]
$F_z$ ou V	Force verticale de compression exercée sur le massif	[N]
$F_{zELU}$	Compression	[N]
$F_{zmin}$	Charge verticale minimale de compression transmise au sol par la semelle	[N]
$\gamma$ ou $\gamma_0$	Accélération de la pesanteur terrestre	[m/s <sup>2</sup> ]
G	Module de cisaillement (pour des déformations comprises entre 10 <sup>-3</sup> et 10 <sup>-4</sup> )	[Pa]
$G_{coldyn}$	Module de cisaillement à 10 <sup>-4</sup> dans les colonnes ballastées	[Pa]
$G_{eq}$	Module de cisaillement équivalent du système sol-colonne pour les plages de déformations de 10 <sup>-3</sup> à 10 <sup>-4</sup>	[Pa]
$G_{max}$	Module de cisaillement à 10 <sup>-6</sup> de distorsion	[Pa]
$G_{dyneq}$	Module de cisaillement dynamique équivalent	[Pa]
$G_{soldyn}$	Module de cisaillement à 10 <sup>-4</sup> dans le sol autour des colonnes ballastées	[Pa]
h	Profondeur d'encastrement du massif	[m]
$h_1$	Enfoncement mini de la semelle	[m]
$h_1$	Longueur du mécanisme de rupture	[m]
$h_2$	Enfoncement maxi de la semelle	[m]
$h_2$	Longueur du mécanisme de rupture	[m]
$h_i$	Effort tranchant en tête de colonne fictive située dans le matelas au droit de l'inclusion	[N]
$h_r$	Épaisseur de matelas minimale	[m]
$h_s$	Effort de cisaillement repris en sous face de semelle par le matelas	[m]
H	Force horizontale exercée sur le massif	[N]
$H_{ELU}$	Force horizontale exercée sur le massif à l'ELU	[N]
$H_{mat}$	Épaisseur du matelas	[m]
$i_{\beta'} i_{\beta} i_e$	Facteurs de correction pour une fondation superficielle	
$i_{\beta\beta}$	Facteur de réduction de portance pour la combinaison d'une charge inclinée et d'une pente	
I	Inertie de la semelle	[m <sup>4</sup> ]
I	Inertie d'un pieu	[m <sup>4</sup> ]
I	Inertie de l'inclusion rigide	[m <sup>4</sup> ]

J	$n \varnothing_2^2/8$	[m <sup>2</sup> ]
k <sub>1</sub>	Coefficient fonction de la méthode de forage	[-]
k <sub>2</sub>	Coefficient fonction de l'élanement	[-]
k <sub>3</sub>	Coefficient fonction du type d'ouvrage	[-]
k <sub>c</sub>	Coefficient de portance	[-]
k <sub>p</sub>	Coefficient de portance	[-]
k <sub>v</sub>	Raideur verticale	[N/m <sup>2</sup> /m]
K <sub>ph</sub>	Raideur horizontale de l'inclusion ou du pieu en tête	[N/m]
K <sub>pv</sub>	Raideur verticale de l'inclusion ou du pieu	[N/m]
K <sub>x</sub> K <sub>y</sub> K <sub>z</sub>	Raideur horizontale minimale imposée du massif selon les axes xx, yy et zz	[N/m]
K <sub>h</sub>	Coefficient de réaction de la fondation	[N/m]
K <sub>s</sub>	Raideur du sol	[N/m]
K <sub>v</sub>	Raideur verticale du sol	[N/m]
K <sub>vs</sub>	Raideur verticale statique K <sub>vs</sub> = q/w	[N/m]
K <sub>φ</sub>	Raideur en rotation	[Nm/rad]
K <sub>φCT</sub>	Raideur en rotation à CT (Court Terme)	[Nm/rad]
K <sub>φLT</sub>	Raideur en rotation à LT (Long Terme)	[Nm/rad]
K <sub>φNS</sub>	Raideur en rotation quand le massif n'est pas soulevé	[Nm/rad]
K <sub>φ,dyn</sub>	Raideur en rotation à petite déformation (de 10 <sup>-5</sup> à 10 <sup>-3</sup> )	[Nm/rad]
L	Longueur d'une fondation (inclusion, pieu ou colonne ballastée)	[m]
l <sub>o</sub>	Longueur de transfert	[m]
M	Moment de renversement appliqué sur le massif	[Nm]
M <sub>i</sub>	Moment maxi en tête de pieu	[Nm]
M'	= M <sub>xy</sub> - n . M <sub>i</sub>	[Nm]
M <sub>ELU</sub>	Moment à l'ELU	[Nm]
M	Moment de renversement	[Nm]
m'	= (n - 1)/n	[-]
n	Porosité	[-]
n	Facteur d'amélioration = $\sigma_{app}/\sigma_{sol}$	
n	Nombre de colonnes sous la surface de référence S <sub>ref</sub>	[-]
n	Nombre d'inclusions ou de pieux	[-]
Nc	Terme de cohésion	[-]
Nq	Terme de profondeur	[-]
p <sub>f</sub>	Pression de fluage	[Pa]
p <sub>l</sub>	Pression limite pressiométrique	[Pa]
p <sub>r</sub>	Pression limite pressiométrique nette	[Pa]
p <sub>lci</sub>	Pression limite de calcul p <sub>lci</sub> = p <sub>li</sub> * [(1 + α <sub>r</sub> ) <sup>2</sup> ]	[Pa]
p <sub>le</sub>	Pression limite équivalente	[Pa]
p <sub>le</sub> *	Pression limite nette équivalente	[Pa]
p <sub>li</sub>	Pression limite mesurée de la tranche « i »	[Pa]
p <sub>imax</sub>	Pression limite maximale mesurée	[Pa]
p <sub>imin</sub>	Pression limite minimale mesurée	[Pa]

$q$	$K_{vs} = q/w$	[Pa]
$q'_0$	$= \rho' \times \gamma \times z$	[Pa]
$q_1$	Contrainte en sous-face du matelas (au droit de l'inclusion)	[Pa]
$q_2$	Contrainte en sous-face du matelas (au droit du sol)	[Pa]
$q_a$	Contrainte dans les colonnes ballastées	[Pa]
$q'_{app}$	Contrainte reprise moyenne par le sol sur la maille	[Pa]
$q_c$	Résistance de pointe (ou résistance de cône)	[Pa]
$q_{ce}$	Résistance de pointe (ou résistance de cône) équivalente	[Pa]
$q_{cci}$	Résistance de pointe de calcul de la couche i	[Pa]
$q_{ci}$	Résistance de pointe de la couche i	[Pa]
$q_{cEq}$	Moyenne harmonique de $q_c$	[Pa]
$q_{cm}$	Résistance de pointe moyenne	[Pa]
$q_{col}$	Contrainte dans les colonnes	[Pa]
$q_d$	Résistance de pointe au pénétromètre dynamique	[Pa]
$q_{mat}$	Contrainte admissible dans le matelas en tête d'inclusion	[Pa]
$q_p$	Portance du sol sous la semelle	[Pa]
$q_p$	Contrainte transmise à l'inclusion par le matelas	[Pa]
$q_{p,i}$	Résistance unitaire de pointe des inclusions	[Pa]
$q_r$	Contrainte verticale de rupture $q_r$ d'une colonne isolée	[Pa]
$q_{re}$ et $q_{rp}$	Cf. définitions § 5.4 dans les « Recommandations colonnes ballastées du CFMS (RFG n° 136, 2011) »	[Pa]
$q_{ref}$	Contrainte maxi appliquée sur le sol	[Pa]
$q_{refELS}$	Contrainte de calcul ELS	[Pa]
$q_{refELU}$	Contrainte de calcul ELU	[Pa]
$q_s$	Frottement latéral unitaire limite	[Pa]
$q_s$	Contrainte sous la semelle	[Pa]
$q_s$	Contrainte transmise au sol compressible par le matelas	[Pa]
$q_{s,i}$	Contrainte de rupture sous la semelle	[Pa]
$q_{sol}$	Portance globale (cas des colonnes ballastées)	[Pa]
$Q_{col}$	Valeur de la sollicitation maximale dans la colonne ballastée	[N]
$Q_i$	Valeur de sollicitation de la colonne fictive située dans le matelas au droit d'une inclusion	[N]
$Q_{max}$	Charge verticale maximum de compression par élément rigide vertical induite par le moment de renversement	[N]
$Q_p$	Charge verticale par inclusion sous chargement centré	[N]
$Q_{sem}$	Charge en compression repris par le sol en sous face de semelle	[N]
$r$	Rayon du massif circulaire de même section que le massif d'éolienne	[m]
$r^*$	Rayon du massif circulaire de même section que la surface entièrement comprimée	
$R_b$	Portance en pointe de l'inclusion	[N]
$R_f$	Rapport de frottement	[-]
$R_s$	Portance en frottement de l'inclusion	[N]
$s_t$	Espacement des spires	[m]
$s$	Tassement	[m]
$S$	Section pleine d'un pieu	[m <sup>2</sup> ]
$S_{col}$	Section comprimée de la colonne	[m <sup>2</sup> ]

$S_{comp}$	Surface réellement comprimée sous la semelle	[m <sup>2</sup> ]
$S_d$	Section droite de la dalle	[m <sup>2</sup> ]
$S_{sem}$	Surface totale de la semelle	[m <sup>2</sup> ]
$S_{maille}$	Surface d'une maille	[m <sup>2</sup> ]
$S_r$	Degré de saturation	[-]
$S_{ref}$	Surface comprimée de la lunule	[m <sup>2</sup> ]
$T(z)$	Frottement mobilisable	[N]
$v$	Cf. $J/v$ et vaut $\Phi_2/2$	[m]
$V_i$	Effort tranchant maximum dans une inclusion rigide	[N]
$V_p$	Vitesse des ondes de compression (dites primaires)	[m/s]
$V_{Rd,s}$	Effort tranchant admissible à l'ELU du pieu ou de l'IR en fonction de l'acier mis en place	[N]
$V_{rdmax}$	Effort tranchant admissible à l'ELU du pieu ou de l'IR en fonction de la résistance du béton	[N]
$V_s$	Vitesse des ondes de cisaillement (dites secondaires)	[m/s]
$w_c$	Tassement sphérique	[m]
$w_d$	Tassement déviatorique	[m]
$w$	Tassement total sous charge centrée	[m]
$w$	Teneur en eau	[-]
$w_r(z)$	Tassement relatif	[m]
$w_s(0)$	Enfoncement de la semelle	[m]
$\gamma'$	Rotation de l'inclusion ou de la semelle	rd
$\gamma_{max}$	Enfoncement maximal de la semelle	[m]
$(z)$	Profondeur, variable des fonctions $w(z)$ , $t(z)$	[m]
$z$	Bras de levier	[m]

## Notations grecques

Notation	Descriptif	Unité
$\alpha$	Coefficient rhéologique (Fascicule 62, Ménard, $= E_M/E$ )	[-]
$\alpha$	Inclinaison des cerces	
$\alpha_{cw}$	Coefficient de l'EC2	
$\alpha_1$	$= E_{oed}/q_c$	[-]
$\alpha_2$	$= \sigma_{max}/\sigma_{moy}$	[-]
$\alpha_i$	Compris entre 0 et 1,5	
$\alpha$	Taux de recouvrement (ou de couverture) d'un sol renforcé par inclusions rigides, égal au rapport de l'aire couverte par les têtes d'inclusions et l'aire totale de la surface traitée	
$\alpha_{cc}$	Coefficient qui dépend de la présence ou non d'une armature	
$\alpha_{cpl}$	Coefficient de l'EC2 dépendant de la présence ou non d'armature	
$\beta$	Taux d'incorporation du renforcement par colonnes ballastées, égal au rapport de l'aire couverte par les têtes de colonnes et l'aire totale de la surface traitée $= A_{col}/S_{maille}$	[-]
$\beta$	Coefficient réducteur appliqué à la raideur en rotation en fonction du pourcentage de surface comprimée	[-]
$\beta_1$	Coefficient réducteur appliqué à la raideur en rotation en fonction du pourcentage de surface comprimée $K_\phi/K_{\phi NS}$	[-]
$\delta$	Angle de frottement entre la semelle et le sol	[rad]

$\varepsilon$	Déformation linéique ( $\Delta l/l$ , $\Delta l$ déplacement dans le sens de l'élément 1)	%
$\emptyset$	Diamètre équivalent du massif	[m]
$\emptyset_1$	Diamètre de l'inclusion, du pieu ou de la colonne ballastée	[m]
$\emptyset_2$	Diamètre du cercle où sont situées les inclusions les plus excentrées	[m]
$\Phi$	Angle de rotation de l'éolienne autour d'un axe horizontal	[rad]
$\varphi'$	Angle de frottement effectif	[°]
$\varphi_c$	Angle de frottement d'une colonne ballastée	[°]
$\varphi_{eq}$	Angle de frottement équivalent	[°]
$\varphi'_R$	Angle de frottement résiduel	[°]
$\varphi_s$	Angle de frottement du sol	[°]
$\gamma$	Distorsion ou déformation angulaire ( $2 \Delta \alpha$ ou $2 d t / l$ , $d t$ = déplacement dans le sens perpendiculaire), (à ne pas confondre avec les coefficients de sécurité)	%
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité sur la pointe de l'inclusion	[-]
$\gamma_c$	Coefficient partiel sur le matériau de l'inclusion	
$\gamma_{matelas}$ ou $\gamma_{mat}$	Coefficient de sécurité sur la rupture du matelas au poinçonnement	[-]
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité sur le frottement de l'inclusion	[-]
$\gamma_{sf}$	Coefficient de sécurité sur le frottement semelle/sol	[-]
$\gamma_{sol}$	Coefficient de sécurité sur la portance du sol sous la semelle	[-]
$\gamma_\varphi$	Coefficient de sécurité sur l'angle de frottement	
$\nu$	Coefficient de Poisson	[-]
$\nu_{Eq}$	Coefficient de Poisson équivalent du sol renforcé par colonnes ballastées ou par inclusions rigides	[-]
$\sigma_{clim}$	Résistance limite de calcul en compression	[Pa]
$\sigma_{col}$	Contrainte verticale en compression dans la colonne ballastée	[Pa]
$\sigma_{cp}$	Contrainte moyenne de compression dans l'inclusion	[Pa]
$\sigma_i$	Contrainte de compression dans la colonne fictive surmontant l'inclusion ou la colonne	[Pa]
$\sigma'_{mat}$	Résistance au poinçonnement	[Pa]
$\sigma_{max}$	Contrainte maximale du sol sous la semelle	[Pa]
$\sigma_{min}$	Contrainte minimale du sol sous la semelle	[Pa]
$\sigma_{moy}$	$Fz/S_{sem}$	[Pa]
$\sigma_s$	Contrainte verticale en compression hors emprise de l'inclusion ou de la colonne	[Pa]
$\theta$	Angle de diffusion des bielles	
$\tau_{cp}$	Contrainte de cisaillement	[Pa]
$\tau_{IR}$	Contrainte de cisaillement dans la colonne fictive surmontant l'inclusion ou la colonne	[Pa]
$\tau_s$	Contrainte de cisaillement hors emprise de l'inclusion ou de la colonne	[Pa]

## Acronymes

Acc	Accidentel
AGAP	Assurance qualité des prestations de services en Géophysique APpliquées
ANR	Agence Nationale de la Recherche
ASIRI	Amélioration des Sols par Inclusions Rigides (Projet national) ( <a href="http://www.irex-asiri.fr">www.irex-asiri.fr</a> )
CB	Colonne Ballastée
CBR	Californian Bearing Ratio
CCH	Code de la Construction et de l'Habitation
CT	Court Terme
DLC	Cas de charges pour la conception ( <i>Design Load Case</i> , Norme NF EN 61-400)
DR	Demande de Renseignements
DTU	Document Technique Unifié
ELS	Etat Limite de Service
ELU	Etat Limite Ultime
ERP	Etablissement Recevant du Public
F	Fondamental
IR	Inclusion Rigide
LT	Long Terme
MASW	Multichannel Analysis of Surface Wave
NS	Non Soulevé
OPM	Optimum Proctor Modifié
PLU	Plan Local d'Urbanisme
PPR	Plan de Prévention des Risques
PSV	Profil Sismique Vertical
[Q]	Sondage/essai fournissant une information qualitative. A n'envisager qu'en complément d'autres essais (cf. USG « Recommandations sur les investigations minimales »)
QP	Quasi Permanent
R	Rare
[R]	Sondage/essai particulièrement bien adapté. A envisager en priorité (cf. USG « Recommandations sur les investigations minimales »)
SOLCYP	Sollicitations CYcliques des Pieux (Projet national et ANR) <a href="http://www.pnsolcyp.org">www.pnsolcyp.org</a>
ZIG	Zone d'Influence Géotechnique

## Contexte

On rappelle que, conformément à l'avant-propos national de l'Eurocode 7 partie 1 et du § A.P.1 (1), pendant « la période de transition nécessaire à l'achèvement de cet ensemble de normes européennes... », les membres du CEN ont l'autorisation de maintenir leurs propres normes nationales adoptées antérieurement ».

Par ailleurs, suivant l'Eurocode 7 (NF EN 1997-1, 2005, section 2 « Bases du calcul géotechnique » § 2.1 (21)), les éoliennes « ouvrages très grands ou inhabituels » appartiennent à la catégorie géotechnique 3 « qui devraient normalement faire appel à des dispositions ou règles alternatives à celles de cette norme ».

Ces recommandations concernent le dimensionnement et le contrôle des fondations d'éoliennes et peuvent s'inscrire dans le cadre de ces dispositions ou règles alternatives.

Les actions menées pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des fondations d'éoliennes, s'appuient en premier lieu sur les règles en vigueur, et des dispositions complémentaires ont été incluses dans le présent texte pour tenir compte des spécificités particulières de ce type d'ouvrage.

Ces recommandations feront l'objet de mises à jour en fonction des retours d'expérience, cela compte tenu des progrès attendus dans la connaissance des sollicitations réelles du sol (par le biais de l'instrumentation d'éoliennes), du comportement des fondations sous sollicitations cycliques (avancement du projet SOLCYP), de la mise en application des Eurocodes et du projet ASIRI sur les Inclusions rigides.

## 1

## Introduction

### 1.1

### Définitions et types d'éoliennes

Les éoliennes, dispositifs permettant de transformer l'énergie du vent en énergie mécanique, sont généralement classées en différentes catégories. Ce classement s'effectue principalement en fonction de leur hauteur, de leur lieu d'implantation et du diamètre de leur rotor lié à la puissance produite.

#### 1.1.1

#### Éoliennes essentiellement terrestre de plus de 12 m

Ces recommandations s'appliquent aux éoliennes à axe horizontal, à configuration amont (pales situées du côté de la tour exposée au vent) ou aval, implantées sur le domaine terrestre (éoliennes on-shore). Elles s'appliquent aux éoliennes à destination industrielle dont l'axe de rotation du rotor est situé à plus de 12 m au-dessus de la plate-forme. En revanche, l'utilisation de ces recommandations ne se justifie pas pour la vérification des éoliennes domestiques de moins de 12 m.

Les termes « éolienne », utilisé préférentiellement, « aérogénérateur » ou « turbine à vent » désignent une machine constituée des éléments suivants :

#### 1.1.1.1

#### Le rotor

Le rotor est composé d'un ensemble de pales et de l'arbre primaire. Le rotor est relié à l'arbre secondaire de la nacelle par le moyeu. C'est l'élément qui reçoit directement l'énergie du vent.

#### 1.1.1.2

#### La nacelle

La nacelle est l'ensemble situé au sommet de l'éolienne qui abrite l'installation de génération de l'énergie électrique et ses périphériques (génératrice, multiplicateur de vitesse, frein, refroidisseurs...).

#### 1.1.1.3

#### Le mât ou tour

Le mât est la partie supportant la nacelle et le rotor. Il les place à une hauteur suffisante pour obtenir les meilleures conditions de vent et pour assurer le mouvement libre des pales. On distingue les mâts haubonnés, les mâts en treillis (pour de petites éoliennes) et les mâts tubulaires. Seul le cas des éoliennes à mât tubulaire est traité dans ce document.

L'ensemble formé du mât et du système de fondation est communément désigné par structure de support.

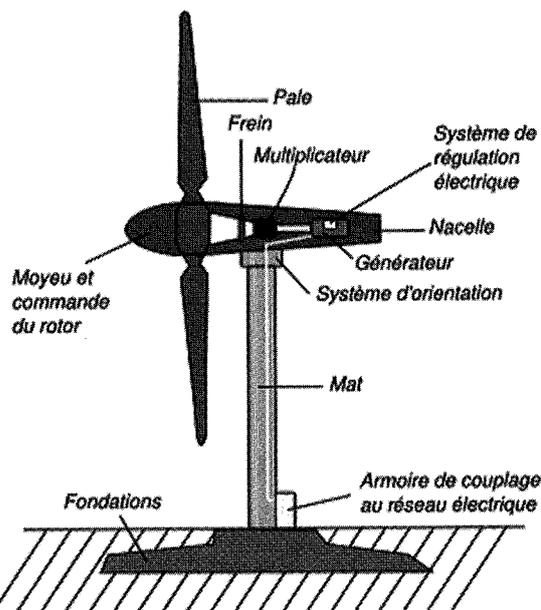


FIG. 1 Schéma de principe d'une éolienne.

#### 1.1.1.4

#### Le système de fondation

Le système de fondation comprend en partie supérieure le socle qui assure la liaison avec le mât et les éléments de fondations transmettant les charges au sol. Dans ce document, les éléments de fondations envisagés sont les suivants :

- fondations superficielles (embase-poids ; cf. § 5.2) ;
- fondations superficielles sur sol renforcé par des colonnes ballastées (cf. § 5.3) ;

- fondations superficielles sur sol renforcé par des inclusions rigides (cf. § 5.4) ;
- fondations profondes de type pieux (cf. § 5.5) ;
- fondations « mixtes » ou fondations « composites » (cf. § 5.6).

### 1.1.2

#### Éolienne offshore

Les éoliennes offshore doivent faire l'objet d'études spécifiques pour tenir compte des efforts particuliers agissant sur la structure (houle, chocs de navires, glace...) et des conditions géotechniques spécifiques au milieu marin. Elles n'entrent pas dans le cadre de ces recommandations.

### 1.1.3

#### Éoliennes de moins de 12 m

Les éoliennes de moins de 12 m ne rentrent pas dans le cadre des recommandations données dans ce document. En effet, ce type d'éoliennes n'obéit pas aux mêmes formalités vis-à-vis du code de l'urbanisme, même si l'obtention d'un permis de construire et le respect de certaines dispositions ou lois sont de vigueur.

Ces éoliennes sont, pour la majorité des cas, à usage domestique. Compte tenu de leurs dimensions, elles s'apparentent plus à des dispositifs comme les lampadaires, les candélabres, les panneaux...

### 1.1.4

#### Éoliennes repliables haubanées

Les éoliennes repliables haubanées visent à limiter les dégâts sur la structure en cas de tempêtes, d'ouragans ou de tornades. On les trouve plus particulièrement dans les zones fortement touchées par ces phénomènes climatiques (Antilles, La Réunion...). Elles devront faire l'objet d'études spécifiques.

### 1.1.5

#### Parcs, fermes, groupes, champs...

On désigne indifféremment par « champ éolien » ou « centrale éolienne » ou encore « ferme éolienne » un ou plusieurs ensemble(s) d'éoliennes concentrées géographiquement et appartenant au même maître d'ouvrage ou fournisseur d'électricité.

On réservera la notion de « parc éolien » à la description de l'ensemble des « champs d'éoliennes » dans une région donnée.

Au sens des présentes recommandations, on désigne par « groupe d'éoliennes » un ensemble d'éoliennes construites dans une zone homogène du point de vue géologique et géotechnique (nature du sol, stratigraphie, propriétés mécaniques...).

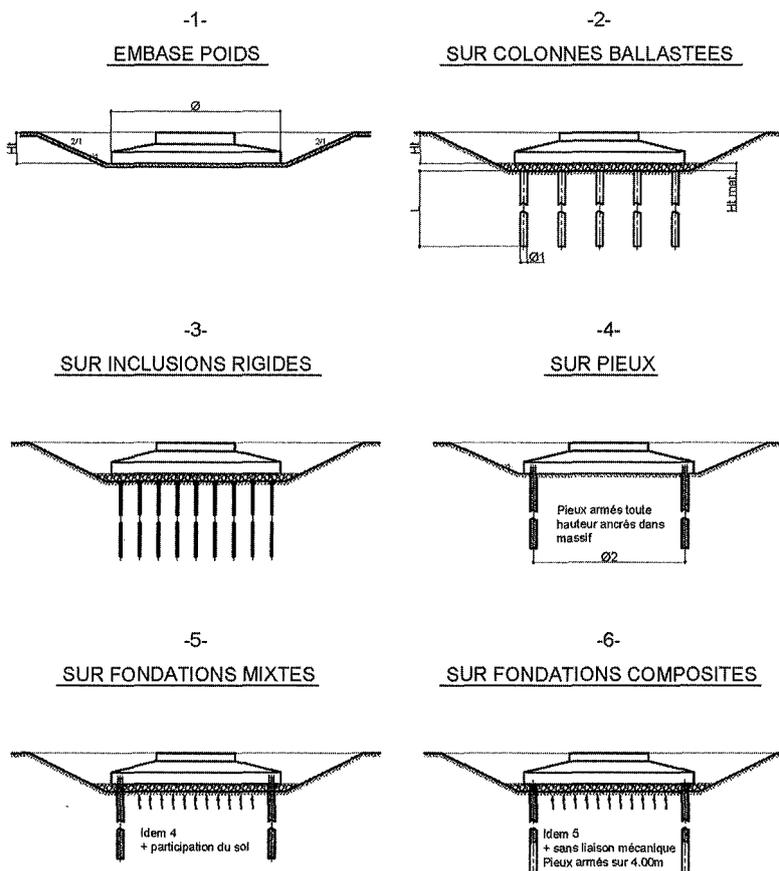


FIG. 2 Schéma de principe des différents types de fondation.

## Domaine d'application de ces recommandations

Ce document s'adresse exclusivement aux éoliennes terrestres de plus de 12 m, de taille moyenne (diamètre du rotor compris entre 12 et 60 m) ou dites « géantes » (diamètres de rotor supérieurs à 60 m).

Ce document ne s'applique pas directement :  
 – aux éoliennes offshore ;  
 – aux éoliennes haubanées.

Pour les éoliennes situées en zone sismique, une étude particulière doit être menée pour tenir compte de ce risque. Ce document ne traite pas de cette situation.

## Définitions d'intérêt général

### Données du site

Les données du site sont les données environnementales, sismiques (non traitées dans ce document), sur le sol et le réseau électrique pour le site de l'éolienne. Les données du vent doivent être les statistiques d'échantillons sur 10 minutes, sauf indication contraire.

### Conditions d'environnement

Les conditions d'environnement que sont le vent, l'altitude, la température, l'humidité... peuvent affecter le comportement de l'éolienne.

### Conditions extérieures

Ce sont les facteurs affectant le fonctionnement d'une éolienne que sont les conditions d'environnement (température, neige, glace...) mais aussi les conditions d'état du réseau électrique. Les conditions de vent constituent le facteur extérieur principal dont il doit être tenu compte dans l'intégrité structurale.

Les propriétés du sol revêtent une importance significative dans la conception des fondations de l'éolienne.

### Contraintes d'environnement

Au sens des présentes recommandations, les contraintes d'environnement résultent de la prise en compte des plans de prévention des risques naturels (PPR, annexés aux plans locaux d'urbanisme PLU), tels que définis par l'article L562-1 du code de l'Environnement et dont les objectifs sont de réduire la vulnérabilité des personnes et des biens. Les risques à évaluer comprennent ; le risque d'inondation, les séismes (non traités dans ce document), les mouvements de terrain, les incendies de forêt, les avalanches...

## Référentiel

La liste complète des textes et normes cités dans ce texte est en annexe F.

## Cadre réglementaire

Depuis le 1<sup>er</sup> octobre 2008, l'article R111-38 du code de la Construction et de l'Habitation (CCH) est complété par un sixième point relatif au contrôle technique d'éoliennes dont la hauteur du mât et de la nacelle au-dessus du sol est supérieure à 12 m.

Ces ouvrages s'inscrivent donc dans le cadre de la loi n° 78-12 du 4 janvier 1978, relative à la responsabilité et à l'assurance dans le domaine de la construction modifiée par la loi n° 2008-735 du 28 juillet 2008 dite « loi Spinetta », et applicable sur tout le territoire français.

*Commentaire : Ouvrages soumis obligatoirement au contrôle technique prévu à l'article L111-23 du CCH.*

### Les principes de la loi Spinetta

La loi Spinetta comporte trois titres dont les principes fondamentaux sont :

#### Titre I : présomption de responsabilité « décennale » pour tout constructeur d'un ouvrage

Est réputé constructeur d'un ouvrage :

- tout architecte, entrepreneur, technicien ou autre personne liée au maître de l'ouvrage par un contrat de louage d'ouvrage ;
- toute personne qui vend, après achèvement, un ouvrage qu'elle a construit ou fait construire ;
- toute personne qui, bien qu'agissant en qualité de mandataire du propriétaire de l'ouvrage, accomplit une mission assimilable à celle d'un locateur d'ouvrage.

#### Titre II : contrôle technique dans la réalisation des ouvrages

Le contrôleur technique intervient à la demande du maître de l'ouvrage et donne son avis à ce dernier sur les problèmes d'ordre technique « dans le cadre du contrat qui le lie à celui-ci ».

Cet avis porte notamment sur les problèmes qui concernent la solidité de l'ouvrage et la sécurité des personnes. Il formule à chaque stade de l'opération un examen critique sur les documents qui lui sont transmis et il s'assure que les vérifications techniques qui incombent aux constructeurs se déroulent de manière satisfaisante.

Le contrôle technique est rendu obligatoire pour certaines constructions, suivant l'article R111-38 du CCH et l'article 2 du décret n° 2007-1327 du 11 sep-

tembre 2007, dont les éoliennes « dont la hauteur du mât et de la nacelle au-dessus du sol est supérieure à 12 mètres ».

### 2.1.1.3

## Titres III et IV : de l'assurance obligatoire des travaux de bâtiment et l'assurance des travaux de construction

Toute personne physique ou morale, dont la responsabilité « décennale » peut être engagée sur le fondement de la présomption établie par les articles 1792 et suivants du code civil, doit être couverte par une assurance.

Toute personne physique ou morale qui, agissant en qualité de propriétaire de l'ouvrage, fait réaliser des « travaux de construction », doit souscrire avant l'ouverture du chantier une assurance garantissant, en dehors de toute recherche des responsabilités, le paiement de la totalité des travaux de réparation de la totalité des dommages.

## 2.2

### Référentiel normatif

#### 2.2.1

#### Norme NF EN 61400-1 (juin 2006)

La norme européenne NF EN 61400-1, 2005 présente les exigences de conception des éoliennes, notamment celles liées aux cas de charges. Elle n'est pas destinée à fixer des exigences pour les éoliennes installées en pleine mer, en particulier pour la structure de support (éléments d'une éolienne comprenant le mât et les fondations au sens du § 3.49 de cette norme).

Le dimensionnement des fondations d'une éolienne doit permettre :

- de reprendre des efforts verticaux et horizontaux, statiques ou transitoires dus à l'éolienne elle-même, à son fonctionnement, aux conditions de vents et éventuellement aux séismes (non traité dans ce document) ;
- de n'engendrer que des tassements totaux et tassements différentiels compatibles avec le bon fonctionnement de l'éolienne.

La durée de vie prévue à la conception pour les classes I à III d'éoliennes (c'est-à-dire pour des vents ordinaires en site terrestre) doit être au moins égale à 20 ans (§ 6.2 NF EN 61400-1).

Les éoliennes font l'objet d'une directive « Machine ». Elles sont assujetties à la directive européenne correspondante et soumises au marquage CE. La notion de machine est extensive et s'étend au mât de l'éolienne.

#### 2.2.2

#### Norme NFP 94-500 (décembre 2006)

Le dimensionnement de la fondation s'appuie sur une investigation géotechnique adaptée, une bonne connaissance des efforts et une estimation correcte des contraintes et des tassements, qui doivent faire l'objet des missions d'ingénierie géotechnique telles que définies dans la norme NFP 94-500.

Les propriétés du sol sur un site proposé doivent être évaluées dans le cadre d'une étude géotechnique, en se référant aux normes et règlements de construction locaux disponibles.

#### 2.2.3

#### Norme de calculs des fondations

Les fondations classiquement retenues sont de type superficiel ou profond. Un traitement ou un renforcement du sol de fondation se pratique également.

Les règles de calcul des fondations dépendent de leur nature (superficielle ou profonde). Les documents de référence en France sont actuellement :

- le fascicule 62 Titre V (MELT, 1993) ;
- les cahiers des charges particuliers validés ;
- les « Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement » dites « Recommandations colonnes ballastées du CFMS, 2011 » ;
- la note d'information technique de O. Combarieu, « Calcul d'une fondation mixte semelle-pieux sous charge verticale centrée ».

*Commentaire : Le document d'application nationale de l'Eurocode 0 (NF EN 1990-1/NA) propose un classement en catégories de durée d'utilisation de projet (10, 25, 50 et 100 ans) et en catégories géotechniques engendrant 3 familles de base de justification :*

- *expérience et reconnaissance géotechnique qualitative ;*
- *reconnaissance géotechnique et calculs ;*
- *reconnaissance géotechnique et calculs approfondis.*

Les fondations des éoliennes entrent généralement dans la troisième catégorie.

#### 2.2.4

#### Norme NF P 03 100 (septembre 95)

L'activité de contrôle technique de la construction est exercée en conformité avec la norme française NF P 03 100 relative au « Critères généraux pour la contribution du contrôle technique à la prévention des aléas techniques dans le domaine de la construction ».

La notion de contrôle technique implique l'existence d'un objet à contrôler et d'un référentiel par rapport auquel s'exerce ce contrôle.

Le référentiel est constitué par les dispositions techniques concernées par la mission de contrôle et figurant dans les documents relatifs au domaine de la construction :

- les normes françaises ;
- les documents techniques unifiés (DTU) ;
- les règles ou Recommandations professionnelles.

## Cas de charge et sollicitations de calcul

### 3.1

#### Introduction

Les cas de charges élémentaires sont donnés par le constructeur. Ils reprennent certaines situations conceptuelles classées dans la norme NF EN 61 400 (production électrique, production d'électricité plus survenance de la panne, immobilisation...).

Ces différents cas de charges sont calculés sur la base d'une durée de vie escomptée de la machine ( $\mu m$  : 20 ans soit environ 175 000 heures).

### 3.2

#### Analyse des cas de charge

Les documents à prendre en considération sont :

- la norme NF EN 61-400 ;
- et en complément les cahiers des charges particuliers des constructeurs.

Les différents cas de charges doivent être transmis non pondérés.

### 3.3

#### Détermination des cas de charge utilisables vis-à-vis des fondations

Le tableau 2 de l'article 7.4 (pages 34 et 35) de la NF EN 61-400 présente 22 cas de charge, qui intègrent ou non le poids du massif.

*Commentaire : D'autres cas de charge doivent être pris en compte en complément s'ils sont relatifs à l'intégrité structurale dans la conception d'éoliennes spécifiques (haubanées, repliables...), mais ne font pas partie de ces Recommandations.*

Il y a lieu de définir pour chacun des cas les pondérations à appliquer pour déterminer les sollicitations aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS).

### 3.4

#### Sollicitations de calcul aux ELU/ELS

##### 3.4.1

##### Cas de charge déterminant vis-à-vis des fondations

Ces cas de charges doivent être classés par référence aux sollicitations de calcul habituelles :

- ELS quasi permanent (QP) et ELS rare (R) ;
- ELU fondamental (F) et ELU accidentel (Acc).

Pour le dimensionnement des fondations, les cas de charge élémentaires (*Design Load Case* : DLC) pris en considération sont les suivants :

- situation conceptuelle n° 1 (production électrique) ;
  - cas de charge 1.1, 1.3, 1.4 et 1.5  $DLC_{Rare}$
  - cas de charge 1.2  $Fatigue$

– situation conceptuelle n° 2 (production d'électricité + survenance de la panne) ;

- cas de charge 2.1, 2.2 et 2.3  $DLC_{Rare}$
- cas de charge 2.4  $Fatigue$

– situation conceptuelle n° 5 (arrêt d'urgence) ;

- cas de charge 5.1  $DLC_{Rare}$

– situation conceptuelle n° 6 (immobilisation [arrêt ou ralenti]) ;

- cas de charge 6.1 et 6.3  $DLC_{Rare}$
- cas de charge 6.2  $DLC_{Acc}$
- cas de charge 6.4  $Fatigue$

– situation conceptuelle n° 7 (immobilisation et conditions de panne) ;

- cas de charge 7.1  $DLC_{Acc}$

*Commentaires : A ce stade, et en attente des conclusions du projet national SOLCYP, les cas de charge « fatigue » ne sont pas à prendre en compte pour le dimensionnement du système de fondation vis-à-vis du sol. Ils interviennent pour la vérification de la structure et du béton armé du massif.*

*Les constructeurs rajoutent parfois un cas « DLC 1.0 » considéré comme un  $DLC_{QP}$ .*

Les constructeurs doivent donner les cas les plus défavorables pour chacun des cas de charge  $DLC_{QP}$ ,  $DLC_{Rare}$ ,  $DLC_{Acc}$  et « fatigue ».

### 3.4.2

#### Coefficients de pondération

Hors cas de fatigue, pour définir les sollicitations de calcul aux ELS et ELU, il faut appliquer les coefficients de pondération du tableau I.

*Commentaires : On rappelle que le torseur ramené à la base de la fondation est composé de  $F_z$  l'effort vertical de compression,  $H$  effort horizontal et  $M$  moment de renversement. Ce torseur doit prendre en compte la présence ou l'absence d'eau ; la pression résultante de l'eau est prise en compte si le niveau de la nappe est au-dessus de l'arase inférieure du massif.*

*On doit prendre en compte le facteur partiel de sécurité qui génère la situation de calcul la plus défavorable.*

### 3.5

#### Vérification des critères de dimensionnement

##### 3.5.1

##### Pourcentage de surface comprimée en cas de fondations superficielles

Il s'agit de semelles considérées comme infiniment rigides, généralement circulaires.

On doit vérifier que les pourcentages de surface comprimée ( $S_{comp}/S_{sem}$ ) sont au moins ceux du tableau II.

##### 3.5.2

##### Critère de portance

Les contraintes de calcul du sol permettent de justifier la fondation aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU).

**TABEAU I Facteurs partiels de pondération sur sollicitations.**

Cas de charge	États limites	Facteurs partiels de pondération sur sollicitations			
		F <sub>Z</sub>	H	M	Eau
DLC <sub>QP</sub>	ELU <sub>Fond</sub>	1,0 ou 1,35	1,8	1,8	1,125 × 1,05
	ELS <sub>perm</sub>	1,0	1,0	1,0	1,0
DLC <sub>Rare</sub>	ELU <sub>Fond</sub>	1,0 ou 1,35	1,5	1,5	1,125 × 1,05
	ELS <sub>Rare</sub>	1,0	1,0	1,0	1,0
DLC <sub>Acc</sub>	ELU <sub>Acc</sub>	0,9 ou 1,1	1,1	1,1	1,0

**TABEAU II Pourcentage de surface comprimée après pondération.**

Cas de charge	États limites	Facteurs partiels de pondération sur sollicitations(*)			% de surface comprimée après pondération S <sub>comp</sub> /S <sub>sem</sub> %
		F <sub>Z</sub>	F <sub>Eau</sub>	M	
DLC <sub>QP</sub>	ELU <sub>Fond</sub>	1,0 ou 1,35	1,125 × 1,05	1,8	50(**)
	ELS <sub>perm</sub>	1,0	1,0	1,0	100
DLC <sub>Rare</sub>	ELU <sub>Fond</sub>	1,0 ou 1,35	1,125 × 1,05	1,5	50(**)
	ELS <sub>Rare</sub>	1,0	1,0	1,0	75
DLC <sub>Acc</sub>	ELU <sub>Acc</sub>	0,9 ou 1,1	1,0	1,1	50(**)

(\*) Le facteur partiel à prendre en compte est celui qui génère la situation la plus défavorable.  
 (\*\*) Cette valeur est ramenée à 30 % dans les types de sol suivants (cf. classification § 4.6.5.4).

**TABEAU III Pourcentage de surface comprimée après pondération ; compléments pour sols raides.**

Types de sols selon tableau n° 12		% S <sub>comp</sub> /S <sub>sem</sub>
Craies	B <sup>+</sup> + C	30
Marno, marno-calcaires	A <sup>+</sup> + B	30
Roches	A <sup>+</sup> + B	30

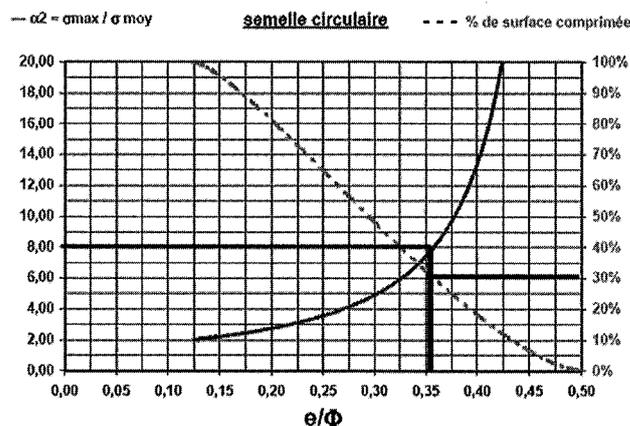
– les sollicitations de calcul aux ELU déduites des cas de charge DLC<sub>QP</sub>, DLC<sub>Rare</sub> et DLC<sub>Acc</sub> (après pondération) permettent de déterminer la contrainte de calcul q<sub>refELU</sub> (ELU fondamental au sens du Fascicule 62-Titre V, MELT, 1993) ;

– les sollicitations de calcul aux ELS déduites des cas de charge DLC<sub>QP</sub> et DLC<sub>Rare</sub> (sans pondération) permettent de déterminer la contrainte de calcul q<sub>refELS</sub> (ELS respectivement quasi permanent et rare au sens du Fascicule 62-Titre V, MELT, 1993).

Ces valeurs sont à comparer aux valeurs limites de résistances du sol établies dans le cadre d'une étude géotechnique.

On doit attirer l'attention sur le rôle majeur du paramètre « % de surface comprimée », qui, comme le montre la figure 3 pour des semelles circulaires, peut majorer la contrainte maximale à 8 fois la contrainte obtenue sous la même charge verticale supposée centrée quand ce pourcentage vaut 30 %.

*Commentaire : La « surface comprimée S<sub>comp</sub> », utilisée ultérieurement et proposée dans la figure n° 6, est celle obtenue en négligeant les parties soulevées. La surface de référence S<sub>ref</sub> est une « surface fictive de compression » utilisée dans les vérifications de portance globale. Ces deux surfaces sont définies en annexe B.*



**FIG. 3 Corrélations entre excentricité, % de surface comprimée S<sub>comp</sub>/S<sub>sem</sub> et contrainte maximale.**

Conformément aux règles en usage, on doit vérifier la contrainte de référence de calcul par rapport à la contrainte admissible aux ELS et aux ELU ; cette contrainte de référence q<sub>ref</sub> vaut, en fonction des contraintes minimum σ<sub>min</sub> et maximum σ<sub>max</sub> sous la semelle :

$$q_{ref} = (3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min})/4 \text{ avec } \sigma_{min} \geq 0 \quad (1)$$

Cette contrainte de référence peut aussi se calculer pour une surface rectangulaire selon l'approche de Meyerhof, et pour une surface circulaire selon le modèle de la « lunule » (cf. Annexe B).

### Modèle général

À l'ELU, la contrainte de référence peut être calculée comme suit :

$$\sigma_{\text{moy}} = F_{z\text{ELU}}/S_{\text{sem}} ; \quad (2)$$

$$\alpha_2 = \sigma_{\text{max}}/\sigma_{\text{moy}} \quad (\text{cf. courbe en trait plein de la figure 3}) ; \quad (3)$$

$$e = M_{\text{ELU}}/F_{z\text{ELU}} \quad (4)$$

$$q_{\text{ref}} = 3 \cdot \alpha_2 \cdot \sigma_{\text{moy}}/4 \text{ si } \sigma_{\text{min}} = 0 \quad (5)$$

Exemple tiré de la figure n° 5 :  $e/\Phi = 0,35 > 1/8$

% surface comprimée : 30 %  $S_{\text{ref}}$

$$\alpha_2 = \sigma_{\text{max}}/\sigma_{\text{moy}} = 8, \text{ et } \sigma_{\text{min}} = 0$$

$$q_{\text{ref}} = 3 \cdot \alpha_2 \cdot \sigma_{\text{moy}}/4 = 6 \sigma_{\text{moy}} \quad (6)$$

### Modèle de la « lunule » pour une surface circulaire

La contrainte de référence peut être aussi calculée à partir de la méthode dite de la « lunule » telle que définie en annexe B.

– la surface de référence  $S_{\text{ref}}$  est la zone hachurée de la figure en annexe B (lunule : limitée par deux arcs de cercles symétriques par rapport à un axe situé à  $e = M_{\text{ELU}}/F_{z\text{ELU}}$  du centre de l'éolienne).

$$- q_{\text{ref}} = F_{z\text{ELU}}/S_{\text{ref}} \quad (7)$$

*Commentaire : Dans le cas d'une fondation circulaire, les deux calculs de  $q_{\text{ref}}$  conduisent à des résultats très proches.*

Il convient de vérifier que le système de fondations choisi est compatible avec la contrainte maximale.

### Vérification au glissement

On doit vérifier à l'ELU :

$$H_{\text{ELU}} < F_{z\text{min}} \cdot \tan \delta/\gamma_s \quad (8)$$

*Commentaire :  $\delta$  est l'angle de frottement entre la semelle et le sol qu'on assimile à l'angle de frottement  $\phi'$  du sol,  $\gamma_s$  est un coefficient de sécurité valant 1,2 sous combinaisons fondamentales et 1,1 sous combinaisons accidentelles et  $F_{z\text{min}}$  est le minimum de compression transmis au sol par la semelle. Pour les éléments de fondation coulés en place il faut utiliser l'angle à l'état critique du matériau. La norme souvenement fait observer en complément que  $\phi'$  est souvent supérieur à  $\phi'_{\text{critique}}$ . Pour les éléments préfabriqués, c'est 2/3 de l'angle à l'état critique.*

La valeur de  $\phi'$  à prendre en compte est établie dans le cadre d'une étude géotechnique.

En général, on ne prend pas en compte la butée du sol, ni la cohésion du sol.

*Commentaire : Les efforts horizontaux en sous-face de la semelle sont donc égaux à ceux appliqués en tête de semelle. Néanmoins, dans le cas où le massif est coulé en pleine fouille, on pourra faire participer la butée de la semelle jusqu'à une valeur déterminée lors de l'étude géotechnique, qu'on limitera cependant à 30 % de la valeur maximale de la poussée passive.*

### Critère de rotation à long terme (LT)

Le constructeur fournit généralement une valeur de critère de rotation limite (en mm/m) à l'ELS. Cette valeur ne doit jamais être dépassée durant la vie de l'ouvrage. Elle prend en compte les déformations permanentes sous l'effet de vent normal (il pourra être retenu les valeurs issues de la combinaison  $\text{DLC}_{\text{QP}}$  avec des caractéristiques « long terme »), mais aussi des effets « court terme » correspondants à des vents plus importants issus des cas de charge  $\text{DLC}_{\text{rare}}$  ou  $\text{DLC}_{\text{Acc}}$  (calculés sur la base des caractéristiques « court terme »).

On désigne par coefficient de raideur en rotation (exprimé en MNm/rad ou un multiple) le rapport du moment de rotation  $M_{xy}$  appliqué à la fondation sur la rotation  $\phi$  de celle-ci.

$$\phi = M_{xy}/K_{\phi} \quad (9)$$

$K_{\phi}$  (en MNm/rad) avec

$K_{\phi, \text{LT}}$  coefficient de raideur en rotation « à long terme » évalué pour  $\text{DLC}_{\text{QP}}$  :

– calculé à partir des formules habituelles de la mécanique des sols (laboratoire, essais pressiométriques ou pénétrométriques) ;

$K_{\phi, \text{CT}}$  coefficient de raideur en rotation « à court terme » non pondéré évalué pour  $\text{DLC}_{\text{rare}} - \text{DLC}_{\text{QP}}$  (ou pour  $\text{DLC}_{\text{Acc}} - \text{DLC}_{\text{QP}}$  en conformité avec le cahier des charges du constructeur) :

– calculé à partir des formules de géodynamique et des modules de cisaillement  $G$  (cf. § 4.6.3.2) ;

– calculé à partir de modèles analytiques numériques ;  
– ou, à défaut, calculé à partir des valeurs LT de la mécanique des sols dans le domaine des déformations de l'ordre de  $10^{-2}$  et en multipliant cette valeur par 2.

### Critère de raideur en rotation $K_{\phi, \text{dyn}}$

#### Raideur en rotation

Les constructeurs imposent une valeur minimale de la raideur en rotation à petite déformation (de  $10^{-5}$  à  $10^{-3}$ ) «  $K_{\phi, \text{dyn}}$  » pour éviter les phénomènes de couplage avec les parties mécaniques de la machine.

Cette valeur est à prendre en compte sous tous les cas en fonctionnement de la machine :

–  $\text{DLC}_{\text{QP}}$  ;  
– et certains  $\text{DLC}_{\text{rare}}$  en conformité avec les cahiers des charges des constructeurs (cas des situations conceptuelles n° 1 et n° 2 de la norme NF EN 61 400).

Les calculs de la raideur en rotation nécessitent de connaître pour un massif de fondation :

– ses dimensions (diamètre, aire...) ;  
– le pourcentage de surface comprimée ;  
– et par couches de sol, les courbes de variation des modules d'élasticité  $E$  et des modules de cisaillement  $G$  en fonction de la distorsion  $\gamma$ , le coefficient de Poisson  $\nu$ .

Dans la mesure où le sol reste entièrement comprimé sous la totalité du massif de fondation et si on reste dans le domaine élastique, on pourra utiliser les coefficients de raideur  $K_{\phi, \text{NS}}$  (cf. tableau n° 16 du para-

phe 5.2.3.3.1.1) sur la base d'un module de cisaillement  $G$  pris dans la plage de déformation adéquate.

*Commentaire : Dans le cas où le sol ne reste pas entièrement comprimé, il y a lieu de prendre un coefficient réducteur  $\beta_1 = K_\phi / K_{\phi NS}$  appliqué à la raideur en rotation en fonction du pourcentage de surface comprimée ( $S_{comp} / S_{genr}$ ). Le calcul de  $\beta_1$  se fait par analogie à la résistance des matériaux avec une solution implicite par itérations successives.*

En première approche, les valeurs de  $\beta_1$  sont représentées en fonction du rapport  $M_{xy} / F_z$  ( $M_{xy}$  non pondéré et  $F_z$  non pondérée) et du diamètre de la fondation  $\Phi = 2r$  dans le graphique suivant.

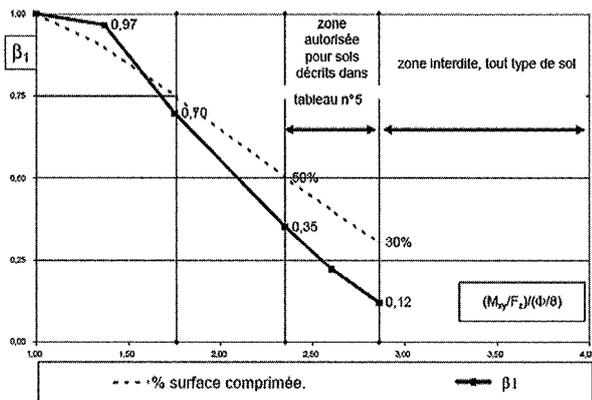


FIG. 4 Valeurs du coefficient réducteur  $\beta_1$  appliqué à la raideur en rotation.

Exemple d'application :

$$\begin{aligned} (M_{xy}/F_z)/(\text{diam}/8) &= 2,3 \\ \rightarrow \% \text{ comprimée} &= 50 \% \\ \text{et } \beta_1 &= 0,35, \rightarrow K_\phi = 0,35 K_{\phi NS} \end{aligned}$$

### 3.5.5.2

#### Raideurs « statique » et « dynamique »

Pour des distorsions  $\gamma$  de l'ordre  $10^{-2}$  à  $10^{-3}$ , les raideurs en rotation sont usuellement qualifiées comme « statiques ».

Pour des distorsions  $\gamma$  de l'ordre  $10^{-6}$  à  $10^{-4}$ , les raideurs en rotation sont usuellement qualifiées comme « dynamiques ».

Dans le cadre de ces recommandations, les raideurs en rotation « statiques » sont à utiliser pour la vérification des tassements et des déformations, et les raideurs en rotation « dynamiques » permettent de s'assurer de l'absence de phénomène de couplage entre le sol, la fondation et la machine.

### 3.5.6

#### Critères de raideur en déplacement

Ils sont parfois fixés par le constructeur, et sont liés aux raideurs horizontales ( $K_x, K_y$ ), et verticales  $K_z$ .

*Commentaire : On désigne par coefficient de raideur vertical ou horizontal (exprimé en N/m ou un multiple) le rapport de la force verticale  $F_z$  ou horizontal  $H$  appliquée à la fondation sur le déplacement vertical ou horizontal  $w$  de celle-ci.*

Les raideurs calculées doivent être supérieures aux valeurs imposées par le constructeur.

## 4

### Géotechnique et paramètres de dimensionnement

#### 4.1

#### Introduction

On rappelle que l'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique est défini par la norme NF P 94-500.

Celui-ci comprend notamment au stade « études » :

- une étude géotechnique d'avant-projet (G12) qui identifie les aléas majeurs, s'assure de la bonne adéquation entre la nature et la profondeur des terrains rencontrés avec ceux proposés par les cartes géologiques et estime les caractéristiques mécaniques de chaque couche. Elle préconise un ou plusieurs types de fondations ;
- une étude géotechnique de projet (G2).

Si la mission préalable (G12) a identifié des aléas majeurs, elle doit définir les dispositions pour en limiter les conséquences (par exemple, réalisation d'une étude de microgravimétrie préconisant un déplacement de l'éolienne ou une injection des karsts situés sous son emprise). De plus, dans le cadre de cette mission, le géotechnicien doit vérifier que la fondation respecte les critères géotechniques ainsi que ceux mentionnés dans le cahier des charges du fabricant d'éoliennes et doit définir également des modules dans les différentes plages de déformations.

Il comprend aussi au stade « exécution » :

- l'étude et le suivi géotechniques d'exécution (mission G3) ;
- la supervision géotechnique d'exécution (mission G4).

#### 4.2

#### Éléments à fournir au géotechnicien

Le maître d'ouvrage, assisté par son maître d'œuvre, doit fournir au géotechnicien (conformément au § 3.47 « Données du site de la NF EN 61-400 », juin 2005) :

- l'implantation du projet ;
- le nivellement du projet ;
- le plan topographique ;
- le plan des réseaux existants et la liste des concessionnaires pouvant être concernés (Demande de renseignements, décret 91-1147) ;
- les plans particuliers des risques (PPR) ;
- les critères d'environnement ;
- les différentes descentes de charge (conformément au chapitre 3 des présentes recommandations) ;
- les exigences imposées en termes de :
  - tassement «  $w$  » et déformations «  $\epsilon$  », distorsion «  $\gamma$  », raideur,
  - contraintes requises du sol (le cas échéant).

## Données géotechniques

Les études géotechniques successives permettent de préciser :

- le périmètre géotechnique au sens de la norme NF P 94 500, 2006 (Zone d'influence géotechnique - ZIG -, stabilité de pente, etc.) ;
  - la géologie et la stratigraphie ;
  - l'hydrologie et hydrogéologie du site ;
  - les niveaux d'eau ;
  - l'agressivité (eau et sol) ;
  - un modèle géotechnique décrivant les différentes couches à prendre en compte, et définissant par couche (liste non exhaustive) ;
    - l'épaisseur,
    - la nature des terrains (cf. tableau n° 12 du § 4.6.5.4, et norme ISO 14688-1 et 2 et 14689-1 et 2),
    - les perméabilités, si nécessaire,
    - une pression limite moyenne ou une valeur au pénétromètre statique moyenne,
    - les modules (cf. § 4.6),  
 $E_{\text{yst}}$  pour une déformation  $\epsilon$  de l'ordre de  $10^{-2}$  [souvent dénommés « modules d'Young »]  
 $E$  ou  $G$  pour des déformations  $\epsilon$  comprises entre  $10^{-3}$  et  $10^{-4}$
  - le coefficient de Poisson  $\nu$ ,
- les dispositions constructives ;
  - les hypothèses géotechniques de dimensionnement, les types de fondations et leurs justifications (cf. § 4.6).

## 4.4

## Reconnaissance minimale hors zone d'anomalies

On définit l'anomalie comme étant par exemple (liste non exhaustive) :

- zone de dissolution, carrière, ordure ménagère, karst, remblais de forte épaisseur, zone d'instabilité, zone glissée...

On définit le programme des reconnaissances :

- par zones homogènes au sens géologique et en tenant compte du nombre d'éoliennes ;
- par éolienne.

## 4.4.1

### Par groupe (ou zone) homogène au sens géologique

## 4.4.1.1

#### Définition

Une zone homogène au sens géologique est un site pour lequel la nature et la stratigraphie géologiques sont considérées homogènes.

Un groupe d'éoliennes représente le nombre d'éoliennes à construire dans une zone homogène.

## 4.4.1.2

### Carottage avec prélèvements (NF EN ISO 22475-1)

Les prélèvements minimaux sont réalisés à raison de un par faciès géotechnique ; ils permettent :

- l'identification des matériaux (prélèvements remaniés) ;
- la caractérisation des propriétés géomécaniques (prélèvements intacts) : mesure de  $\phi'$  et  $c'$  selon norme NF P 94 074.

## 4.4.1.3

### Piézomètre (NF EN ISO 22475-1)

Un piézomètre permet la réalisation de mesures ponctuelles dans le temps. Le suivi des mesures est à réaliser le plus tôt possible avant le démarrage de la construction.

Les conditions de réalisation devront être conformes à la norme. Nous rappelons qu'il faut éviter :

- le colmatage des crépines (filtre d'enrobage et remblai de graviers) ;
- les venues d'eau d'origine météorique en tête (massif béton en tête coulé en pleine fouille et tête de protection).

La durée minimale de relevés sera de 12 mois avec une intervention minimale mensuelle.

## 4.4.1.4

### Essais géophysiques

Ils sont décrits dans le document de l'AGAP « Code de bonne pratique en géophysique appliquée ». On utilisera plus particulièrement les essais de type : Cross-Hole, MASW, sismocône ou équivalent.

Ils doivent permettre :

- de mesurer au moins  $V_s$ , voire  $V_p$  ;
- et donc de déterminer le module de cisaillement  $G_{\text{max}}$  à  $10^{-6}$  de distorsion, voire le coefficient de Poisson  $\nu$ .

## 4.4.1.5

### Nombre minimal et nature des sondages

Le tableau IV résume le nombre et le type de sondages à réaliser.

## 4.4.2

### Par éolienne

De plus, par éolienne, on réalise au minimum 4 sondages (1 au centre et 3 en périphérie [entre 5 à 15 m du centre]) dont :

- 1 sondage *in situ* [R] au centre ;
- soit pressiométrique selon la norme NF P 94-110-1 avec essais pressiométriques tous les mètres ;
- soit au pénétromètre statique ( $\alpha_c$ ,  $f_s$ ,  $R_p$ ), selon la norme NF P 94-113.

*Commentaire : Il est nécessaire de souligner que des fluctuations de la nappe peuvent occasionner une baisse significative des valeurs mesurées dans la tranche possiblement non saturée à l'époque des essais qui deviendrait saturée ensuite.*

- trois sondages [Q] à choisir en fonction de la nature des sols pour vérifier en particulier l'homogénéité (profondeur...) des sols sous l'emprise de la fondation ;
- soit au pénétromètre statique ( $\alpha_c$ ,  $f_s$ ,  $R_p$ ), selon la norme NF P 94-113 ;
- soit pressiométrique selon la norme NF P 94-110-1 avec essais pressiométriques tous les mètres,

**TABEAU IV** Nombre minimal et nature des sondages par groupe d'éoliennes.

Nombre d'éoliennes par groupe	Nombre minimal et nature des sondages		
	Carottages + prélèvements d'échantillons	Piezomètres	<sup>(*)</sup> Mesures géophysiques au moins de $V_s$
1 à 6	1	1 pour 2 éoliennes	1
7 à 12	2	5	1
13 à 18	3	6	2
A partir de 19	4 + 1 par « tranche » de 6	7 + 1 par « tranche » de 6	2 + 1 par tranche de 20

<sup>(\*)</sup> selon les domaines de classement de sol (cf. § 4.6.5).

- soit destructif avec enregistrement de paramètres [cf. Reiffsteck *et al.* (2010)] ;
- soit au pénétromètre dynamique selon la norme NF P 94-114 ou au SPT selon la norme NF P 94-116 ;
- soit à la pelle.

*Commentaires : On trouvera la définition de [R] et [Q] dans le texte USG « Recommandations sur les investigations géotechniques pour la construction (Le Moniteur n° 5325 du 16 décembre 2005) », avec pour mémoire :*

- [R] : sondage/essai particulièrement bien adapté. A envisager en priorité ;
- [Q] : sondage/essai fournissant une information qualitative. A n'envisager qu'en complément d'autres essais.

*On préconise les sondages à la pelle en cas de substratum rocheux rencontré à faible profondeur.*

#### 4.4.3

### Profondeur des investigations

#### 4.4.3.1

#### Sondage carotté et sondage réalisé au centre de chaque éolienne

La reconnaissance de sol doit permettre de déterminer les caractéristiques de sol sur une profondeur égale ou supérieure à celle sur laquelle les contraintes induites par le massif sont encore sensibles et engendrent des déformations significatives.

On pourra ainsi limiter la profondeur de reconnaissance sous le massif de la manière suivante :

- pour les massifs de type fondation superficielle de diamètre  $\emptyset$  (cf. figure 2), la plus petite des deux valeurs ;
- 1,5 fois le diamètre théorique du massif :  $1,5 \emptyset$  ;

*Commentaire : Cette limitation à  $1,5 \emptyset$  (et non pas  $8 \emptyset$  selon les errements) suppose qu'au-delà, et en adéquation avec la carte géologique, les sols ont des caractéristiques supérieures ou égales à celles mesurées au-dessus et qu'on peut ainsi négliger les déformations de ceux-ci. Si cette hypothèse n'est pas avérée, il faut prolonger la reconnaissance.*

- la profondeur à laquelle les modules de sols sont suffisants pour ne plus engendrer des déformations significatives du massif, profondeur majorée de 5 m.

*Commentaires : Pour des éoliennes de 80 à 100 m de hauteur, une valeur de module  $E_{yst}$  supérieure à 100 MPa peut être considérée.*

*Dans le cas d'essai pressiométrique, une valeur de module  $E_m$  supérieure à 1 000 fois l'augmentation des contraintes peut aussi être considérée.*

- pour des fondations profondes de diamètre  $\Phi 1$  jusqu'à la plus grande des trois valeurs suivantes sous la pointe :

- 7  $\emptyset 1$ ,
- 5 mètres,
- $\emptyset/2$ .

*Commentaire : Cette dernière condition peut permettre de répondre à la problématique de l'effet de groupe.*

- pour des fondations mixtes ou composites, et pour des sols renforcés par inclusions rigides ou colonnes ballastées de diamètre  $\Phi 1$ , on prend l'enveloppe des deux cas précédents.

#### 4.4.3.2

### Autres sondages en périphérie

La reconnaissance de sol doit permettre de vérifier l'homogénéité (profondeur, nature...) des sols sous l'emprise de la fondation. Elle peut donc être limitée en profondeur au toit du substratum sain ou de l'horizon de fondation.

#### 4.5

### En présence d'anomalie

En complément des prescriptions du paragraphe précédent, et en conformité avec la norme NF P94-500 pour identifier les aléas majeurs et importants, il convient d'approfondir les investigations définies ci-avant par une analyse au cas par cas permettant de s'assurer que les investigations intéressent la totalité de l'épaisseur de sol concernée par les anomalies et ayant encore une influence sur l'ouvrage.

#### 4.6

### Modèle géotechnique

#### 4.6.1

#### Pour des déformations comprises entre $10^{-2}$ et $10^{-3}$

Les paramètres principaux de calcul à fournir pour les couches de sol qui intéressent le projet sont les suivants :

- les domaines de classement des couches de sol (cf. § 4.6.5.) ;
- les niveaux d'eau à prendre en compte dans les calculs ;

– les caractéristiques géomécaniques de rupture définies à partir des essais *in situ* et des essais de laboratoire (cf. annexe F) par exemple ;

- la pression limite nette  $p_l$ ,
- la résistance de pointe au pénétromètre statique  $q_c$ ,
- les résistances de cisaillement :  $\phi'$  et  $c'$ ,

– les paramètres de déformation du sol permettant de calculer les tassements et les rotations du massif en fonction du niveau de déformation du sol, à savoir :

- les valeurs du modules de déformation  $E$ , et du module de cisaillement  $G$  (cf. figure 9), en fonction du niveau de déformation  $\epsilon$  des cas étudiés ( $10^{-2} > \epsilon > 10^{-3}$ ),
- les valeurs du coefficient de Poisson  $\nu$ .

*Commentaires : Pour les sols non saturés, les coefficients de Poisson  $\nu$  à court terme et  $\nu$  à long terme sont identiques et sont compris entre 0,20 et 0,35.*

*Pour les sols saturés :*

- à long terme,  $\nu$  doit être compris entre 0,20 et 0,35 ;
- et à court terme,  $\nu$  est généralement compris entre 0,30 et 0,45.

#### 4.6.2

### Pour des déformations comprises entre $10^{-3}$ et $10^{-4}$

Sous sollicitations cycliques, certains types de sol peuvent subir une dégradation de leurs caractéristiques mécaniques liées par exemple à une montée progressive des surpressions interstitielles, ou à une attrition du sol. Le géotechnicien de l'opération devra définir l'éventualité de ce risque.

La reconnaissance de sol à partir des essais *in situ* traditionnels doit être complétée par une campagne plus détaillée permettant de mesurer (cf. Fig. 5) :

- les paramètres à très faible déformation du sol (cf. § 4.4.1.4 : essais géophysiques) ;
  - les paramètres à faible déformation du sol à partir par exemple d'essais au laboratoire (type essai à la colonne résonante ou essai au triaxial cyclique).
- et ainsi d'estimer la courbe complète  $E/E_{\max}$  et/ou  $G/G_{\max}$  en fonction de  $\epsilon$  et/ou de  $\gamma$ .

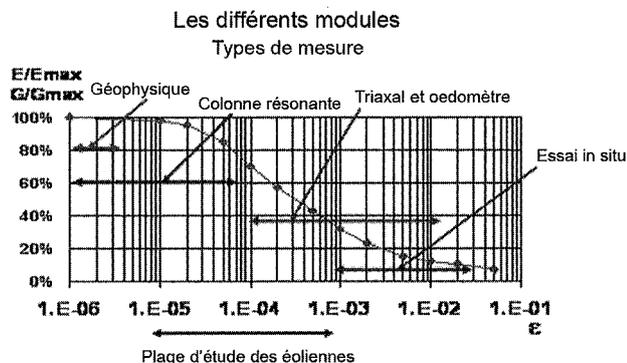


FIG. 5 Schéma indicatif de principe (d'après F. Durand, CFMS, oct. 2009).

*Commentaires : Ce schéma n'est que représentatif des différentes plages de déformations et ne doit en aucun cas être utilisé en dimensionnement. On pourra consulter en annexe C les courbes de dégradation de  $G$  en fonction de la distorsion pour des matériaux argileux et granulaires.*

*Les vitesses d'ondes de cisaillement et de compression déterminées à partir de mesures géophysiques pourront utilement être comparées aux valeurs moyennes habituelles données dans le tableau 5.2.1 de la norme NF P 06 013 [dites Règles PS 92] rappelées dans l'annexe C (chapitre C.2).*

Tout ou partie de ces paramètres est nécessaire pour, entre autres, le calcul des différents coefficients de raideur verticale, horizontale et en rotation.

#### 4.6.3

### Données géotechniques permettant le dimensionnement de la semelle

#### 4.6.3.1

#### Portance

Il faut connaître sous la base du massif les pressions limites «  $p_l$  » ou les valeurs pénétrométriques statiques «  $q_c$  ».

Pour calculer la portance, on doit déterminer une pression limite équivalente «  $p_{le}^*$  » ou une valeur pénétrométrique équivalente «  $q_{ce}$  » calculée à partir des valeurs précédentes mesurées sur une hauteur de  $1,5 \Phi$  sous la semelle (cf. annexe E.2 du fascicule 62-Titre V et § 3.2.2 de la norme NF P11-211 [DTU 13.11]).

Cette façon de déterminer les caractéristiques moyennes des sols intéressés sur  $1,5 \Phi$  sous la semelle ne nous paraît pas pleinement compatible pour les cas de fondations de grande dimension, en particulier parce qu'elle limite la valeur de calcul à 1,5 fois la plus faible des valeurs mesurées de pression limite. Nous proposons donc ci-après une méthode de calcul de  $q_{ce}$  et de  $p_{le}$  appropriée à ce type d'ouvrage permettant de mieux pondérer le « poids » d'une valeur faible en fonction de sa profondeur par rapport à la base du massif. Les valeurs de  $p_{le}$  et/ou de  $q_{ce}$  en fonction d'une gamme de diamètres  $\Phi$  sont établies dans le cadre d'une étude géotechnique.

#### 4.6.3.1.1

#### Méthode proposée de calcul de $p_{le}$ adaptée aux semelles de grande dimension

Pour tenir compte des variations de mesures de  $p_l$  sur  $1,5 \Phi$ , on propose la méthode de calcul suivante de  $p_{le}$ , basée sur la formule de la semelle fictive :

- à chaque niveau  $\alpha_i \Phi$  ( $\alpha_i$  compris entre 0 et 1,5) de mesure de pression limite  $p_{li}$ , on utilisera la formule de la semelle fictive avec une diffusion de  $1H/2V$  pour déterminer la pression limite de calcul  $p_{lci}$  telle que  $p_{lci} = p_{li} * [(1 + \alpha_i)^2]$  (10)

- $p_{le} = \min$  des  $p_{li} * [(1 + \alpha_i)^2]$  ainsi calculées sur une profondeur  $1,5 \Phi$  (11)

*Commentaires :  $\alpha_i \Phi$  correspond au toit de la tranche (cf. exemple en annexe D). Cette méthode présente l'avantage de pondérer le « poids » d'une valeur faible en fonction de sa profondeur par rapport à la base du massif.*

*Dans le cas d'une semelle partiellement comprimée, on limitera ces calculs à  $1,5 b'$ , avec  $b'$  défini sur la figure suivante et en remplaçant  $\Phi$  par  $b'$  dans les équations 10 et 11.*

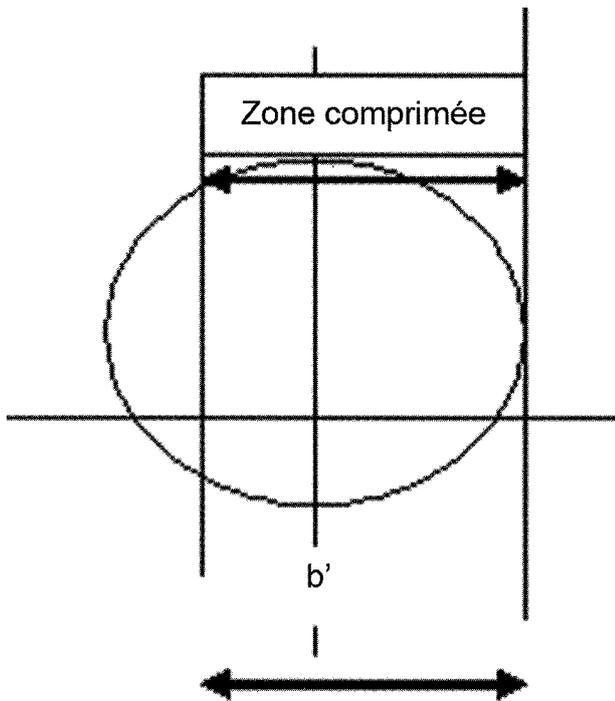


FIG. 6 Définition de la dimension de la zone comprimée :  $b'$  (cf. annexe B)

Commentaire : Dans le cas d'un sol homogène caractérisé par des variations des pressions limites entre une valeur max  $p_{lmax}$  et une valeur min  $p_{lmin}$  telle que  $p_{lmax}/p_{lmin} < 2$ , on peut simplifier cette méthode de calcul, et déterminer  $p_{le}^*$  en prenant une moyenne géométrique et en limitant le résultat à  $1,5 p_{lmin}$ .

#### 4.6.3.1.2

Méthode proposée de calcul de  $q_{ce}$

Pour tenir compte des variations de  $q_c$  sur  $1,5 \Phi$ , on se réfère à la méthode de calcul du Fascicule 62-Titre V (MELT 1993 et Annexe E2) :

- on calcule la moyenne arithmétique des  $q_c$  sur  $1,5 \Phi$  ;
- puis on écrete les valeurs de  $q_c$  à 1,3 fois cette moyenne ;
- puis on recalcule la moyenne des valeurs écreteées qu'on retient comme valeur de  $q_{ce}$ .

Commentaire : Dans le cas d'une semelle partiellement comprimée, on limitera ces calculs à  $1,5 b'$  (cf. figure 5 et annexe B).

En cas de couche molle d'épaisseur métrique, on appliquera la méthode de la semelle fictive en limitant  $q_{ce}$  à la valeur ainsi mesurée :

- à chaque niveau  $\alpha_i \Phi$  ( $\alpha_i$  compris entre 0 et 1,5) de mesure de valeur pénétrométrique  $q_{ci}$  on utilisera la formule de la semelle fictive avec une diffusion de  $1H/2V$  pour déterminer la valeur pénétrométrique de calcul  $q_{cci}$  telle que  $q_{cci} = q_{ci} \cdot [(1 + \alpha_i)^2]$  ; (12)

-  $q_{ce} = \min$  des  $q_{ci} \cdot [(1 + \alpha_i)^2]$  ainsi calculées sur une profondeur  $1,5 \Phi$ . (13)

#### 4.6.3.2

### Déformation

#### 4.6.3.2.1

Entre  $10^{-3}$  et  $10^{-2}$

La valeur du tassement  $w$  est déterminée à partir des méthodes habituelles de la Mécanique des Sols :

- les méthodes à partir des essais de laboratoire : il s'agit essentiellement de l'essai œdométrique surtout utilisé pour les sols fins cohérents et saturés ;
- les méthodes à partir des essais en place : essai pressiométrique Ménard, essai de pénétration statique CPT, très utilisées notamment pour les sols pulvérulents.

Commentaires : Dans le cas de l'essai pressiométrique Ménard, on se référera à l'Annexe F2 du Fascicule 62-Titre V (MELT, 1993) pour l'évaluation du tassement  $w$  et à l'Annexe F3 de ce Fascicule pour l'évaluation du module de réaction verticale  $K_{vs}$ .

Dans le cas de l'essai au pénétromètre statique, la résistance de pointe  $q_c$  est reliée au module œdométrique  $E_{oed}$  et au module d'Young  $E_{yst}$  (cf. § 4.6.5) par les relations suivantes :

$$E_{oed} = \alpha_1 q_c$$

(pour des déformations de l'ordre de  $10^{-2}$ ) (14)

$$E_{oed} = E_{yst} (1-\nu)/[(1+\nu)(1-2\nu)] \quad (15)$$

Le tableau V propose des fourchettes de valeurs de  $\alpha_1$  pour différents types de sol normalement consolidé et différentes valeurs de  $q_c$ . (Frank, 1996).

Dans le domaine de déformations statiques comprises entre  $10^{-3}$  et  $10^{-2}$ , il faut donc connaître :

- soit les caractéristiques pressiométriques permettant ;

TABLEAU V Valeur de  $\alpha_1$  pour différents types de sol et différentes valeurs de  $q_c$ .

Types de sol	Caractéristiques		$\alpha_1$
	$q_c$ (MPa)	$w$ (teneur en eau)	
Argile peu plastique	< 0,7		3 à 8
Argile peu plastique	< 2,0		2 à 5
Argile peu plastique	> 2,0		1 à 2
Limon peu plastique	< 2,0		3 à 6
Limon peu plastique	> 2,0		1 à 2
Argile très plastique	< 2,0		2 à 6
Limon très plastique	> 2,0		1 à 2
Limon très organique	< 1,2		2 à 8
Tourbe et argile très organique	< 0,7	50-100 %	1,5 à 4,0
Tourbe et argile très organique	< 0,7	100-200 %	1,0 à 1,5
Tourbe et argile très organique	< 0,7	> 200	< 1
Craie	2 à 3		2 à 4
Craie	> 3		1,5 à 3
Sable	< 5		2
Sable	> 10		1,5

- de définir en fonction de la nature du sol le coefficient rhéologique  $\alpha$  et de calculer le module sphérique  $E_c$  et le module déviatorique  $E_d$  selon les usages en vigueur,
  - de calculer le tassement sphérique  $w_c$ , le tassement déviatorique  $w_d$ ,
  - et le tassement total  $w$ ,
  - et enfin de calculer une raideur  $K_{vs} = q/w$  statique à court terme (CT) et à long terme (LT),
- soit les caractéristiques au pénétromètre statique  $q_c$ , le rapport  $\alpha_1 = E_{oed}/q_c$  permettant :
- de calculer sous une charge apportant une contrainte  $q$  le tassement total  $w$ ,
  - et, enfin, de calculer une raideur  $K_{vs} = q/w$  statique à CT et à LT,
- soit les caractéristiques mesurées en laboratoire.

Ces différentes valeurs de  $K_{vs}$  à CT et à LT sont établies dans la cadre d'une étude géotechnique.

#### 4.6.3.2.2

Entre  $10^{-3}$  et  $10^{-5}$

Pour un disque rigide reposant sur un milieu élastique homogène semi-indéfini, l'extension de la solution donnée en 1885 par Boussinesq pour le cas d'une charge verticale centrée aboutit dans le cas de chargement complexe aux modules suivants :

$$k_v = 4 G / (\pi r [1 - \nu]) \text{ en N/m}^2/\text{m} \quad (16)$$

$$K_v = 4 G r / (1 - \nu) \text{ en N/m} \quad (17)$$

$$K_\phi = 8 G r^3 / [3 (1 - \nu)] \text{ en MNm/rad} \quad (18)$$

Ce modèle élastique est valable pour une semelle soumise à un moment sans décollement, pour des actions de courte durée d'application ne provoquant ni consolidation, ni fluage.

*Commentaire : Ne s'applique strictement qu'au cas d'une semelle soumise à un moment sans décollement :  $r$  peut être identifié au rayon du disque. Si on a un effort vertical excentré, la largeur de la zone comprimée est inférieure à  $2r$ . Il faut donc adopter un rayon équivalent  $r^*$  à définir (a priori égal à celui du disque de même inertie que la zone comprimée).*

Les valeurs de  $G$  dans le domaine de déformation considéré sont établies dans la cadre d'une étude géotechnique.

#### 4.6.4

### Données permettant de dimensionner les pieux, les inclusions rigides ou les colonnes ballastées

Conformément aux usages (Fascicule 62-Titre V, MELT, 1993) « Recommandations colonnes ballastées », CFMS, 2011) pour justifier la portance et pour calculer les tassements des pieux, des inclusions rigides ou des colonnes ballastées (de longueur  $L$  et de diamètre  $\varnothing_1$ ), et la rotation de ce massif, il faut reconnaître au droit de l'ouvrage le sol sur une profondeur égale à  $h + L + \max(5 \text{ m} ; 7 \varnothing_1 ; \varnothing_1/2)$  (cf. § 5.4.1).

*Commentaire : La reconnaissance sera adaptée en cas de risque d'anomalie connue (karst, carrière...).*

Les études géotechniques successives doivent permettre de préciser une coupe type, avec par couche :

- la nature des terrains ;

- la pression limite moyenne ou la valeur au pénétromètre statique caractéristique permettant de calculer le frottement et l'étreinte latérale pour les colonnes ballastées ;
- une valeur maximale de la pression limite équivalente ( $p_{le}^*$ ) ou de la valeur au pénétromètre statique ( $q_{ce}$ ) permettant de calculer le terme de pointe ;
- la valeur moyenne du module pressiométrique pour calculer la mobilisation du frottement ;
- la valeur du coefficient rhéologique  $\alpha$ , pour calculer les raideurs horizontales du sol ;
- la valeur du module pressiométrique moyen sous la pointe pour calculer la mobilisation de la pointe.

#### 4.6.5

### Les domaines de classement de sol

En fonction des valeurs des modules de déformation (module d'Young) « statique habituel »  $E_{yst}$  (déformation comprise entre  $10^{-3}$  et  $10^{-2}$ ) et des essais *in situ* (pressiomètre et/ou pénétromètre statique), il est possible de différencier trois domaines d'études pour un sol équivalent sur une épaisseur de  $1,5 \Phi$

#### 4.6.5.1

### Domaine n° 1 : $E_{yst} < 15 \text{ MPa}$

Dans ce domaine, *a priori*, il n'est pas possible d'envisager des fondations superficielles sans aménagement particulier :

- si la couche directement au contact du massif se trouve dans le domaine n° 1, les caractéristiques de sol de cette couche ne permettent pas la réalisation de fondations superficielles compatibles avec les critères de déformation et de rotation prescrits par les constructeurs dans leur cahier des charges particulier. Dans ce cas, les fondations profondes s'imposent. On pourra également s'orienter vers une adaptation du système de fondation superficielle par l'utilisation de substitution ou de renforcement de sol ;
- si une couche de sol appartenant au domaine n° 1 se situe suffisamment en profondeur avec une faible épaisseur, on pourra éventuellement se ramener au domaine n° 2 moyennant une étude spécifique.

#### 4.6.5.2

### Domaine n° 2 : $15 \text{ MPa} \leq E_{yst} \leq 50 \text{ MPa}$

Dans le cas d'un multicouche sur une profondeur égale à 1,5 fois le diamètre du massif, si une des couches se trouve dans le domaine n° 2 et si aucune couche ne se situe dans le domaine n° 1, le projet se situe dans le domaine n° 2.

Si une couche de sol appartenant au domaine n° 1 se situe suffisamment en profondeur avec une faible épaisseur, on pourra éventuellement se ramener au domaine n° 2 moyennant une étude spécifique.

La seule définition du module de déformation « statique habituel »  $E_{yst}$  ne permet pas de retenir en l'état un système de fondation superficielle.

Toutefois, un principe de fondation superficielle n'est pas exclu.

- pour cela, la reconnaissance de sol à partir des essais *in situ* traditionnels doit être complétée par une campagne plus détaillée (§ 4.6.2) permettant de mesu-

rer les paramètres à très faible déformation du sol et ainsi d'estimer la courbe complète  $E/E_{\max}$  et/ou  $G/G_{\max}$  en fonction de  $\varepsilon$  et/ou de  $\gamma$  ;  
 – on peut également s'orienter vers un renforcement de sol.

*Commentaire : Dans ce cadre de fondations superficielles sur sol renforcé ou substitué, et dans le cadre de fondation mixte ou composite, on pourra s'affranchir de la campagne détaillée du § 4.6.2.*

Dans le cadre d'un prédimensionnement, on pourra utiliser la corrélation suivante entre les modules « statiques » et les modules maximum à très faible déformation [de l'ordre de  $10^{-6}$ ] « dits dynamiques » (cf. § 3.5.5.2) :

$$G_{\max} = 10 G, \text{ avec } G \text{ module « statique » pour des déformations à } 10^{-2} \quad (19)$$

$$E_{\max} = 10 E_{\text{yst}}, \text{ avec } E_{\text{yst}} \text{ module « statique » pour des déformations à } 10^{-2} \quad (20)$$

Dans le cadre de corrélations à partir de l'essai pressiométrique, on peut retenir :

$$G_{\max} = (6 \text{ à } 8) E_m \quad (21)$$

Par défaut, pour les taux de déformation considérés pour les éoliennes ( $\varepsilon \approx 10^{-3}$  à  $10^{-4}$ ), on peut considérer que :

$$G_{\text{à } 10^{-4}} / G_{\max} = 0,33 \text{ pour les matériaux argileux et compacts} \quad (22)$$

$$G_{\text{à } 10^{-4}} / G_{\max} = 0,50 \text{ pour les matériaux sablo-graveleux compacts (et roches altérées).}$$

Pour les autres matériaux, une interpolation est possible.

En prédimensionnement, la prise en compte de valeurs plus favorables que celles obtenues par les corrélations précédentes doit faire l'objet des essais décrits dans le 4<sup>e</sup> paragraphe du chapitre 4.6.5.2.

#### 4.6.5.3

### Domaine n° 3 : $E_{\text{yst}} > 50 \text{ MPa}$

Un principe de fondation superficielle de l'éolienne est tout à fait envisageable et la reconnaissance de sol fournissant des modules de déformation « statiques habituels »  $E_{\text{yst}}$  est suffisante.

- pour que le projet soit dans le domaine n° 3, toutes les couches sur une profondeur égale à 1,5 fois le diamètre du massif doivent se situer dans le domaine n° 3 ;
- si une couche de sol appartenant au domaine n° 2 se situe suffisamment en profondeur avec une faible épaisseur, on pourra éventuellement se ramener au domaine n° 3 moyennant une étude spécifique.

#### 4.6.5.4

### Classement

En reprenant les types de sols tirés du Fascicule 62-Titre V (MELT, 1993), on propose le classement des domaines décrits ci-dessus synthétisés dans le tableau « Synthèse des domaines d'études ».

Dans la pratique, et sur une hauteur égale à 1,5 fois la largeur du massif  $\Phi$ , il convient de définir les différentes couches de sols de caractéristiques géologiques et mécaniques homogènes.

Les caractéristiques moyennes de ces différentes couches de sol sont déterminées de la façon suivante :

$q_{c\text{Eq}}$  et  $E_{m\text{Eq}}$  sont obtenus en établissant la moyenne harmonique (respectivement de  $q_c$  et de  $E_m$ ) sur la hauteur de la couche considérée, et limités à 1,5 fois la plus faible des valeurs mesurées.

**TABLEAU VI Synthèse des domaines d'études pour un sol équivalent sur une épaisseur de 1,5  $\Phi$  (valeurs en MPa).**

Types de sols déduits selon le tableau 11		$E_{m\text{Eq}}$	$q_{c\text{Eq}}$	Domaine	$E_{\text{yst}}$ à $10^{-2}$	$E_m$ à $10^{-4}$ (Valeur min de calcul à retenir)
Argiles Limons	A	< 10	< 3	1	< 15	–
	B et C <sup>-</sup>	≥ 10 et ≤ 30	≥ 3 et ≤ 10	2	≥ 15 et ≤ 50	(****)
	C <sup>+</sup>	> 30	> 10	3	> 50	250 (***)
Sables Graves	A	< 10	< 10	1	< 15	–
	B	≥ 10 et ≤ 25	≥ 10 et ≤ 20	2 (**)	≥ 15 et ≤ 50	(****)
	C	> 25	> 20	3 (**)	> 50	300 (***)
Craies	A et B <sup>-</sup>	< 8	< 5	1	< 15	–
	B	≥ 8 et ≤ 30	≥ 5 et ≤ 20	2	≥ 15 et ≤ 50	(****)
	B <sup>+</sup> et C	> 30	> 20	3	> 50	300 (***)
Marnes Marno-calcaires	A <sup>-</sup>	< 8	< 5	1	< 15	–
	A <sup>-</sup> et A	≥ 8 et ≤ 25	≥ 5 et ≤ 15	2	≥ 15 et ≤ 50	(****)
	A <sup>+</sup> et B	> 25	> 15 <sup>(1)</sup>	3	> 50	400 (***)
Roches	A <sup>-</sup>	≤ 25	–	2	≤ 50	(****)
	A <sup>+</sup> et B	> 25	–	3	> 50	600

(1) Plus essais complémentaires si refus prématuré.

(\*\*) Plus étude de liquéfaction sous sollicitations cycliques à réaliser si  $D_{10}$  (diamètre du passant à 10 %) < 2 mm, Norme NF P 06-013-PS 92 Article 9.122.

(\*\*\*) Déterminées à partir de corrélations habituelles.

(\*\*\*\*) Valeurs à définir lors de la reconnaissance complémentaire.

A<sup>-</sup>, A<sup>+</sup>, B<sup>-</sup>, B<sup>+</sup>, C<sup>-</sup>, C<sup>+</sup> : catégories supplémentaires à celles proposées dans le Fascicule 62-Titre V.

Les corrélations entre  $E_{\text{yst}}$  et  $E_m$  sont données à titre conservatif et intègrent un phénomène de fatigue lié aux sollicitations cycliques.

## Les différents types de fondation

### 5.1

## Généralités

### 5.1.1

### Préambule

Un massif de fondation d'éolienne a généralement une forme polygonale assimilable à un massif circulaire de même surface et de diamètre  $\Phi$ . Sa base est généralement horizontale et se situe à une profondeur d'encastrement  $h$  par rapport au niveau de la surface.

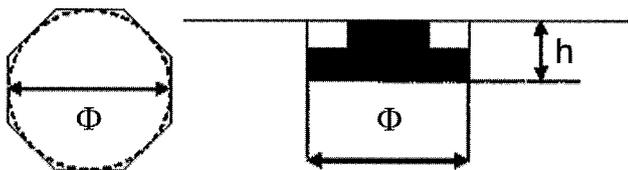


FIG. 7 Massif de fondation.

Il peut être fondé (cf. § 1.1.1.4) :

- soit sans renforcement du sol : il s'agit « d'embase poids » (§ 5.2) ;
- soit sur sols renforcés de colonnes ballastées [CB] (§ 5.3) ;
- soit sur sol renforcé d'inclusions rigides [IR] (§ 5.4) ;
- soit sur pieux : il s'agit de fondations profondes (§ 5.5) ;
- soit en « fondations mixtes » « ou en fondations composites » (§ 5.6).

*Commentaires : Les solutions de renforcement par colonnes mixtes (de type inclusion rigide surmontée d'une tête en colonnes ballastées) doivent vérifier et respecter simultanément les recommandations et les dispositions des colonnes ballastées et des Inclusions Rigides telles qu'explicitées dans les § 5.3 et 5.4.*

*Pour les sols dont les caractéristiques mécaniques sont susceptibles d'évoluer significativement dans le temps (décharges, remblais sous-consolidés, vases et tourbes...), on s'orientera préférentiellement vers des solutions de types fondations profondes, ou embases-poids après substitution de ces sols.*

### 5.1.2

## Dispositions constructives communes

### 5.1.2.1

### Vis-à-vis de nappe d'eau

En présence de nappe, on prend toujours l'effet de celle-ci.

Les niveaux d'eau à prendre en compte sont établis dans le cadre d'une mission géotechnique.

### 5.1.2.2

### Vis-à-vis de l'eau de surface

En cas de risque d'accumulation d'eau et de saturation du terrain jusqu'à un niveau supérieur à la base de la fondation, on prend l'effet de l'eau sauf à pouvoir justifier d'un drainage gravitaire pérenne.

*Commentaire : Les niveaux d'eau à prendre en tenant compte de la topographie du site, de la stratigraphie, des perméabilités des différentes couches et de la pluviométrie de la zone, sont établis dans le cadre d'une étude géotechnique.*

### 5.1.2.3

### Vis-à-vis de l'altération du fond de fouille

Après réception du fond de fouille par le géotechnicien dans le cadre d'une supervision géotechnique d'exécution (étape 3 de la norme NF P94-500), on prend les dispositions nécessaires pour protéger le fond de fouille en cours de travaux.

Selon la solution de fondation utilisée, on réalise alors soit un béton de propreté, soit une couche de protection de type plate-forme de travail ou couche de support de fondation.

On prendra des dispositions constructives nécessaires pour que cette couche de protection ne soit pas contaminée par le sol support en fond de fouille (géotextile, couche anti-contaminante...).

### 5.1.2.4

### Vis-à-vis de la mise en butée des sols

On se référera au paragraphe 3.5.3.

### 5.1.2.5

### Longueur minimum du renforcement (CB, IR ou pieux)

Sauf justifications particulières, la longueur minimale des renforcements est la hauteur des terrains situés en domaine n° 1 et/ou n° 2.

### 5.1.3

## Vérifications et contrôles communs

Les dispositions des règlements en vigueur s'appliquent et sont complétées par les suivantes.

### 5.1.3.1

### Béton de massif

Les documents du marché précisent le nombre et la nature des prélèvements. Les fréquences recommandées sont au minimum les suivantes :

- de 1 prélèvement pour 100 m<sup>3</sup> de béton mis en place ;
- et de 1 prélèvement par éolienne ;
- cela à raison de 6 éprouvettes par prélèvement.

Les caractéristiques du béton devront être conformes à la NF EN 206.

### 5.1.3.2

## Vis-à-vis de la portance et de l'altération du fond de fouille

A la fin de l'excavation, le géotechnicien vérifie la concordance du modèle géotechnique avec la nature et l'homogénéité du sol en fond de fouille.

En cas de niveaux d'assise différents, le géotechnicien s'assure que la règle des redans est respectée.

En cas d'apport de matériaux, leur classification et leur portance doivent être définies et contrôlées par le géotechnicien.

### 5.1.3.3

## Vis-à-vis des hypothèses hydrauliques

Le géotechnicien vérifie la validité du modèle hydrogéologique, en particulier l'absence d'accumulation des eaux surfaciques au niveau du massif.

## 5.2

## Embase poids

### 5.2.1

### Description

Un massif de fondation d'éolienne a généralement une forme polygonale assimilable à un massif circulaire de même surface et de diamètre  $\Phi$ . Sa base est généralement horizontale et se situe à une profondeur d'encastrement  $h$  par rapport au niveau de la surface.

Il s'agit de semelles considérées comme infiniment rigides.

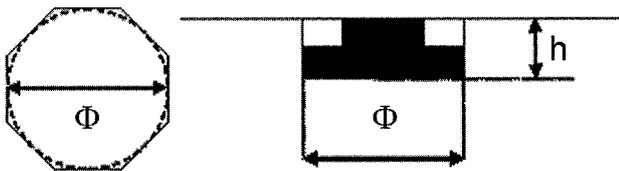


FIG. 8 Massif de fondation d'éolienne.

Ce chapitre 5.2 s'applique d'une part aux embases poids réalisées directement sur le sol naturel mais également aux embases poids réalisées sur un sol substitué ou sur un sol amélioré « dans la masse » par des techniques spécifiques qui ne font pas l'objet de ces Recommandations (du type compactage dynamique, vibroflotation, injection solide).

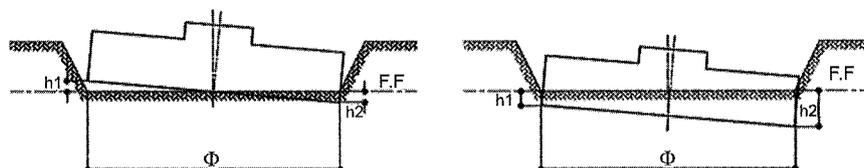


FIG. 9 Schéma de rotation d'un massif poids.

### 5.2.2

## Données géotechniques

Conformément aux usages [Fascicule 62-Titre V (MELT 1993)], pour justifier la portance et pour calculer les tassements et la rotation d'un massif de fondation, il faut connaître le sol sur une hauteur théorique égale à  $h + 8 \Phi$ , hauteur qu'on peut limiter dans le cas des massifs d'éoliennes aux valeurs décrites au § 4.4.3.1.

La portance est calculée à partir d'une pression limite équivalente «  $p_{le}^*$  » ou d'une valeur pénétrométrique équivalente «  $q_{ce}$  ».

Ces valeurs de  $p_{le}$  et/ou de  $q_{ce}$  en fonction d'une gamme de diamètres  $\Phi$  sont données dans le cadre d'une étude géotechnique.

### 5.2.3

## Justifications

### 5.2.3.1

### Portance

La portance se fait par application des règlements en vigueur (exemple développé ci-dessous : règles pressiométriques et pénétrométriques) à l'ELS et à l'ELU.

Dans tous les cas de charges ELS et ELU, on calcule  $\sigma_{max}$ ,  $\sigma_{min}$  et  $q_{ref} = (3\sigma_{max} + \sigma_{min})/4$  conformément au § 3.5.2.

On vérifie pour la contrainte maxi  $q_{ref}$  que :

$$q_{ref} < i_{sp} k_p p_{le}^* / \gamma_{sol} + q'_{o} \quad (23)$$

$$q_{ref} < i_{sp} k_c q_{ce} / \gamma_{sol} + q'_{o} \quad (24)$$

où  $\gamma_{sol}$  est le coefficient partiel de sécurité des règlements en vigueur sous semelle.

*Commentaire :*  $i_{sp}$  calculé selon la norme en vigueur en fonction de l'inclinaison de la charge appliquée et de la proximité de la pente d'un talus.

*Commentaire :* En cas d'essais pressiométriques, on s'assure que la pression maximale appliquée sur le sol n'excède pas la pression de fluage  $p_f$ .

### 5.2.3.2

### Tassement

#### Tassement global

Dans le domaine de déformations statiques comprises entre  $10^{-3}$  et  $10^{-2}$ , sous une charge apportant une contrainte  $q$ , on peut calculer le tassement  $w$ , et donc déterminer une raideur  $K_{vs} = q/w$  statique à CT et à LT.

On rappelle que ces valeurs de  $K_{vs}$  à CT et à LT sont données dans le cadre d'une étude géotechnique.

### Rotation

La rotation est définie à partir des grandeurs de la figure 9 par la formule suivante :

$$\varphi = (h_2 - h_1)/\Phi \quad (25)$$

La raideur en rotation est définie comme  $K_\varphi = M/\varphi$  (26)

#### Cas particulier du sol entièrement comprimé

Le tableau suivant donne les expressions littérales permettant de déterminer les valeurs des coefficients de raideur des ressorts pour des massifs circulaires rigides de rayon  $r$  dans le cadre d'un milieu parfaitement élastique homogène semi-indéfini et isotrope.

TABLEAU VII Expressions des raideurs en rotation pour un massif circulaire non soulevé.

Configurations	Expressions de $K_{\varphi NS}$ (NS = Non Soulevé)
Milieu infini	$k_{\varphi NS} = \frac{8}{3} \cdot \frac{G \cdot r^3}{(1-\nu)}$
Cas du bicouche Couche 1 sur couche 2 $H_1$ : épaisseur couche 1	$k_{\varphi NS} = \frac{8}{3} \cdot \frac{G_1 \cdot r^3}{(1-\nu_1)} \cdot \frac{1 + \frac{r}{6 \cdot H}}{1 + \frac{r}{6 \cdot H} \cdot \frac{G_1}{G_2}}$ vrai si $r < H_1 < 2r$

$$\text{avec } G = E/[2(1 + \nu)] \quad (27)$$

*Commentaire : Ces expressions, rapportées à l'axe principal d'inertie, ne sont valables que dans la mesure où le sol reste comprimé sous la totalité du massif circulaire de rayon  $r = \Phi/2$ .*

Il est également rappelé que, sous ELS quasi permanent (obtenu à partir du cas de charge  $DLC_{\varphi P}$ ), le sol sous la semelle doit toujours être entièrement comprimé.

Sous sollicitations  $ELS_{Rare}$  (obtenues à partir de certains cas de charge  $DLC_{Rare}$  rappelés au paragraphe 3.4.1 « situations conceptuelles n° 1 et n° 2 »), le sol peut ne pas être entièrement comprimé ; il faut alors pondérer  $K_\varphi$  d'un coefficient  $\beta_1$  (cf. § 3.5.5.1 et figure 3) qui dépend du pourcentage de sol entièrement comprimé sous la semelle.

### Vérification au glissement

On se référera au paragraphe 3.5.3 des présentes Recommandations.

## Embase poids sur sols renforcés par colonnes ballastées

Ce chapitre s'applique exclusivement au renforcement de sol par la technique des colonnes ballastées sous les massifs de fondation d'éoliennes.

Il s'agit de semelles considérées comme infiniment rigides.

Les colonnes ballastées sont réalisées et contrôlées conformément aux « Recommandations colonnes ballastées du CFMS (2011) » et de la norme NF EN 14731 (Amélioration des massifs de sols par vibration). Les présentes recommandations de ce document viennent en supplément de ces documents de références, pour tenir compte du caractère spécifique des fondations d'éoliennes. En cas de divergence, la condition ou la méthode la plus défavorable doit être utilisée.

### Description

Ce type de renforcement de sol consiste à mettre en place un groupe de colonnes verticales, constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refolement dans le sol et compactés par passes successives.

Ces colonnes traversent les sols compressibles de manière à améliorer et à homogénéiser les conditions de sol sous la fondation.

En complément du paragraphe 4.2 des « Recommandations colonnes ballastées du CFMS (2011) », pour le cas particulier des éoliennes, le transfert des charges (en particulier de cisaillement) doit se faire par l'intermédiaire d'une couche de répartition en sous-face du massif de fondation.

*Commentaire : Si les colonnes ballastées sont réalisées depuis le fond de fouille sur une plate-forme de travail en matériau naturel granulaire, cette plate-forme peut faire partie intégrante de cette couche de répartition. Si les colonnes ballastées sont réalisées depuis le terrain naturel avant excavation, il convient de mettre en place un matelas de répartition entre la tête des colonnes et la sous-face de la fondation.*

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dont une seule ou plusieurs peuvent être recherchées :

- amélioration de la portance, réduction des tassements ;
- augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformation).

Une colonne ballastée est un procédé de renforcement de sol : ce n'est ni un élément de fondation, ni une fondation profonde, et la fondation d'un ouvrage reposant sur un sol traité par colonnes ballastées est toujours de type superficiel.

Les paramètres de dimensionnement du renforcement de sol sont alors les suivants :

- la profondeur  $L$  des colonnes ballastées ;
- la surface de la section droite de ces inclusions et/ou leur diamètre équivalent  $\Phi_1$  dans chacune des couches traversées ;
- la contrainte admissible dans la colonne ballastée (dépendante des caractéristiques mécaniques du sol encaissant), ses caractéristiques de déformation (module de déformation, coefficient de Poisson...);
- le nombre de colonnes ;
- le maillage des colonnes ou alternativement le taux d'incorporation  $\beta$  du renforcement représentant le rapport de l'aire couverte par les têtes de colonnes et l'aire totale de la surface traitée ;

- les caractéristiques du matelas de répartition ;
  - l'épaisseur  $H_{mat}$
  - les caractéristiques intrinsèques :  $c'$  et  $\phi'$ .
  - les modules de déformation  $E$  et de cisaillement  $G$ ,
  - sa compacité.

### 5.3.2

## Données géotechniques

On se référera au chapitre 4 « Géotechnique et paramètres de dimensionnement » des présentes Recommandations.

Pour justifier la portance et pour calculer les tassements et la rotation de ce massif sur sol renforcé, on rappelle que les données géotechniques doivent combiner :

- les exigences du chapitre 5.1.2 sur les embases poids, d'une part ;
- les exigences propres aux calculs de la portance des colonnes ballastées d'autre part, à savoir une connaissance du sol sur une hauteur égale à  $L + \max(5 \text{ m} ; 7 \Phi_1)$ .

Les études géotechniques successives doivent permettre de préciser une coupe type, avec par couche sensiblement homogène l'ensemble des paramètres de sol listés aux paragraphes 4.6.1 et 4.6.2.

*Commentaire : On rappelle que les valeurs de  $p_1^*$  ou de  $q_c$  pour calculer l'étreinte latérale de la colonne ballastée doivent être données dans le cadre d'une étude géotechnique.*

### 5.3.3

## Fonctionnement des colonnes ballastées

### 5.3.3.1

### Principes généraux

On admet les hypothèses suivantes :

- les charges apportées par la fondation sont réparties entre le sol et les colonnes ballastées en fonction des raideurs verticales et de leur taux d'incorporation, par diffusion des contraintes à travers la couche de répartition ;
- le chargement des colonnes ballastées, et par conséquent la répartition des charges, est limité par l'étreinte latérale mobilisable dans le terrain environnant (étreinte latérale fonction de la pression limite, ou de la résistance de pointe au pénétromètre statique, cf. chapitre 5.4.1 des « Recommandations colonnes ballastées du CFMS (2011) »).

### 5.3.3.2

### Domaines d'application

Pour les projets d'éoliennes, on impose que les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans les sols compressibles qui ne permettent pas de garantir un confinement latéral suffisant.

On attire l'attention sur les difficultés de justification des contraintes admissibles dans le sol et dans les colonnes (essentiellement sous les sollicitations de type ELU) sauf à augmenter le diamètre du massif de façon à réduire sensiblement les contraintes appliquées sous le massif.

*Commentaire : Dans les sols compressibles, il est en effet en général difficile de justifier un massif sur colonnes ballastées avec un taux de travail sous le massif supérieur à 250 kPa (2,5 bars) à l'ELS et supérieur à 350 kPa (3,5 bars) à l'ELU.*

### 5.3.3.3

### Objectifs du renforcement de sol

L'objectif du renforcement de sol est de donner au sol renforcé des caractéristiques mécaniques suffisantes pour permettre la construction d'une éolienne sur un massif poids classique. La fondation doit pouvoir se comporter de la même manière que sur un sol homogène.

Les paramètres à déterminer nécessaires au dimensionnement du massif sont ainsi les suivants :

- ceux permettant le calcul de la capacité portante ELS/ELU du sol renforcé ;
- les coefficients de réaction  $K_v$  et  $K_h$  de la fondation ou modules de déformation équivalent  $E_{eq}$  du sol renforcé à CT et à LT ;
- ceux permettant la vérification du glissement, en particulier l'angle de frottement  $\phi$  du sol sous la fondation (qui correspond à l'angle de frottement de la fondation sur le matelas de répartition) ;
- le coefficient de Poisson équivalent  $\nu_{eq}$  du sol renforcé ;
- le module de cisaillement dynamique équivalent  $G_{dyn,eq}$  du sol renforcé dans le domaine de déformation  $10^{-3}$  à  $10^{-4}$  et le coefficient de raideur dynamique en rotation  $K_{\phi,dyn}$  de la fondation sur sol renforcé.

### 5.3.4

### Justifications

### 5.3.4.1

### Vérification de la portance

On doit vérifier, lors des calculs de dimensionnement, que pour tous les cas de charge ELS et ELU la répartition des contraintes entre le sol et les colonnes ballastées n'entraîne pas de dépassement des valeurs limites  $q_s$  sous la semelle et  $q_a/q_{a,ELU}$  dans les colonnes (cf. définition de  $q_a$  et  $q_{a,ELU}$  dans les paragraphes 5.4.4 et 5.4.5 des « Recommandations colonnes ballastées du CFMS ») et cela pour toutes les colonnes ballastées.

Dans tous les cas ELS ou ELU, on calcule  $S_{comp}$ ,  $\sigma_{min}$  et  $q_{ref} = (3 \sigma_{max} + \sigma_{min})/4$  conformément au § 3.5.2.

*Commentaire : Pour qu'une colonne soit prise en compte dans le calcul de portance globale, il faut vérifier qu'elle se situe dans la partie fictive du sol entièrement comprimée telle que proposée au § 3.5.2 et dessinée dans l'annexe B.*

Pour tenir compte du caractère spécifique des fondations d'éoliennes, et dans le cadre des méthodes presiométriques et pénétrométriques, on doit vérifier dans tous les cas de charges les critères de portance globale et de portance locale décrits aux paragraphes suivants.

### 5.3.4.1.1

#### Critère de portance globale

Le critère suivant de portance globale est vérifié pour tous les cas de charges ELS et ELU avec :

$$q_{\text{solELS}} > (q_{\text{refELS}} S_{\text{comp}} - n Q_{\text{colELS}}) / (S_{\text{comp}} - n A_p) \quad (28)$$

$$q_{\text{solELU}} > (q_{\text{refELU}} S_{\text{comp}} - n Q_{\text{colELU}}) / (S_{\text{comp}} - n A_p) \quad (29)$$

$n$  = nombre de colonnes sous la surface de référence  $S_{\text{ref}}$  dessinée en annexe B

$$Q_{\text{colELS}} = A_p q_{\text{aELS}} \quad (30)$$

$$Q_{\text{colELU}} = A_p q_{\text{aELU}} \quad (31)$$

avec les méthodes pressiométriques ou pénétrométriques, on utilise respectivement :

$$\begin{aligned} q_{\text{solELU}} &= k_p p_{\text{le}} / \gamma_{\text{solELU}} + q'_o \text{ ou} \\ q_{\text{solELU}} &= k_c q_{\text{ce}} / \gamma_{\text{solELU}} + q'_o \end{aligned} \quad (32)$$

$$\begin{aligned} q_{\text{solELS}} &= k_p p_{\text{le}} / \gamma_{\text{solELS}} + q'_o \text{ ou} \\ q_{\text{solELS}} &= k_c q_{\text{ce}} / \gamma_{\text{solELS}} + q'_o \end{aligned} \quad (33)$$

avec  $\gamma_{\text{solELS}} = 3$  et  $\gamma_{\text{solELU}} = 2$

### 5.3.4.1.2

#### Critère de portance locale

On doit vérifier maille par maille pour tous les cas de charges (ELS et ELU) :

– les critères suivants de portance du sol :

$$q_{\text{solELS}} > (q_{\text{refELS}} S_{\text{maille}} - Q_{\text{colELS}}) / (S_{\text{maille}} - A_p) \quad (34)$$

$$q_{\text{solELU}} > (q_{\text{refELU}} S_{\text{maille}} - Q_{\text{colELU}}) / (S_{\text{maille}} - A_p) \quad (35)$$

$$Q_{\text{colELS}} = A_p q_{\text{aELS}} \quad (36)$$

$$Q_{\text{colELU}} = A_p q_{\text{aELU}} \quad (37)$$

avec les méthodes pressiométriques ou pénétrométriques, on utilise aussi respectivement les équations suivantes :

$$q_{\text{solELU}} = k_p \cdot p_{\text{le}} / \gamma_{\text{solELU}} + q'_o \text{ ou } q_{\text{solELU}} = k_c \cdot q_{\text{ce}} / \gamma_{\text{solELU}} + q'_o$$

$$q_{\text{solELS}} = k_p \cdot p_{\text{le}} / \gamma_{\text{solELS}} + q'_o \text{ ou } q_{\text{solELS}} = k_c \cdot q_{\text{ce}} / \gamma_{\text{solELS}} + q'_o$$

avec  $\gamma_{\text{solELS}} = 3$  et  $\gamma_{\text{solELU}} = 2$

– les critères suivants à l'ELS pour les tassements afin qu'ils restent élastiques :

$$q'_{\text{app}} < k_p p_{\text{le}} / \gamma + q'_o \text{ ou bien } q'_{\text{app}} < k_c q_{\text{ce}} / \gamma + q'_o \quad (38)$$

où  $q'_{\text{app}}$  est la contrainte reprise moyenne par le sol sur la maille

– les critères suivants pour les contraintes dans les colonnes :

$$q_{\text{col}} < q_{\text{aELS}} \text{ à l'ELS limitée à } \min(q_{\text{re}}; q_{\text{rp}}; 1,6 \text{ MPa})/2 ;$$

$$q_{\text{col}} < q_{\text{aELU}} \text{ à l'ELU limitée à } \min(q_{\text{re}}; q_{\text{rp}}; 1,6 \text{ MPa})/1,5 ;$$

$q_{\text{aELS}}$  : contrainte maximale admissible dans la colonne à l'ELS ;

$q_{\text{aELU}}$  : contrainte maximale admissible dans la colonne à l'ELU ;

$q_{\text{re}}$  et  $q_{\text{rp}}$  : cf. définitions §5.4 dans les « Recommandations colonnes ballastées » du CFMS, 2011.

### 5.3.4.2

#### Vérification au glissement

Les colonnes ballastées permettent d'augmenter les caractéristiques équivalentes du massif de sol traité : résistance au cisaillement horizontal, angle de frottement interne et éventuellement paramètres de déformation.

Les efforts de cisaillement au niveau de la sous-face de la semelle sont répartis à travers le matelas de

répartition en fonction du frottement sous la semelle, donc au prorata de la répartition des contraintes verticales en compression :

- respectivement  $\sigma_{\text{col}}$  dans la colonne ballastée ;
- et  $\sigma_s$  hors emprise de cette colonne ballastée.

Ils ne s'appliquent donc que sur les sols ou sur les colonnes travaillant en compression, en particulier en cas de moments de renversement s'appliquant sur la semelle.

Dans le cas d'une semelle soumise à un torseur ( $Q$ ,  $M$ ,  $H_{\text{ELU}}$ ), seules les colonnes sollicitées en compression sont prises en compte dans la vérification.

En fonction de la part de la charge totale reprise respectivement par le sol et les colonnes ballastées, on peut déterminer à partir des angles de frottement internes la résistance au cisaillement équivalente pour l'ensemble sol/colonne ballastée.

$$\tan \varphi_{\text{eq}} = m' \tan \varphi_c + (1 - m') \tan \varphi_s \quad (39)$$

avec

$$m' = (n - 1)/n \quad (40)$$

$$n = \text{facteur d'amélioration} = \sigma_{\text{appl}} / \sigma_{\text{sol}} \quad (41)$$

On se référera alors au commentaire du paragraphe 3.5.3 en remplaçant  $\varphi'$  par  $\varphi_{\text{eq}}$ .

### 5.3.4.3

#### Calcul des déformations

Le tassement et la rotation de la fondation sont calculés à partir des caractéristiques équivalentes du sol renforcé pour les charges de courte et de longue durée d'application selon les principes du § 5.2.3.

### 5.3.4.4

#### Comportement intrinsèque des colonnes ballastées

##### 5.3.4.4.1

#### Contraintes maximales admissibles dans les colonnes

Le calcul de la contrainte maximale admissible consiste d'abord à déterminer la contrainte verticale de rupture  $q_r$  d'une colonne isolée à partir des caractéristiques du matériau des colonnes et celles du sol encaissant, et cela selon les schémas de rupture possibles suivants :

- rupture par expansion latérale (critère souvent dimensionnant) ;
- rupture par poinçonnement (colonnes flottantes).

##### 5.3.4.4.2

#### Module de déformation statique à $10^{-2}$ de la colonne ballastée

Ce module vaut au maximum 10 fois le module du sol encaissant. Selon le paragraphe 5.3 des « Recommandations colonnes ballastées » du CFMS, 2011, il peut être pris égal à  $E = 60 \text{ MPa}$  si les colonnes respectent les critères de compacité recherchés :

$$\begin{aligned} q_{\text{cm}} &> 10 \text{ MPa} ; \\ p_l &> 1,2 \text{ MPa} ; \\ q_d &> 10 \text{ MPa}. \end{aligned}$$

### 5.3.4.4.3

Sollicitations « dynamiques » à  $10^{-4}$  dans la colonne ballastée

Si les colonnes respectent les critères minimum de compacité précédents, le module de cisaillement à  $10^{-4}$  dans les colonnes ballastées peut être pris égal à :

$$G_{\text{coldyn}} = 0,55 G_{\text{max}} = 55 \text{ MPa} \quad (42)$$

Commentaire : Cette valeur est obtenue en utilisant les corrélations suivantes :  $G_{\text{max}} = 7 E_m$  ;  $E_m = 15 \text{ MPa}$  ;  $G_{\text{coldyn}}/G_{\text{max}} = 0,55$  à  $10^{-4}$ .

### 5.3.4.5

#### Calcul des caractéristiques « dynamiques » équivalentes du sol renforcé

Pour les plages de déformations de  $10^{-3}$  à  $10^{-4}$ , on fait l'hypothèse simplificatrice que les déformations de cisaillement du sol et des colonnes ballastées sont égales et que le module de cisaillement équivalent du système sol-colonne s'écrit (cf. § 4.6.2 et 5.3.4.4.3) :

$$G_{\text{eq.}} = \beta \cdot G_{\text{coldyn}} + (1 - \beta) \cdot G_{\text{soldyn}} \quad (43)$$

$$\beta : \text{taux de substitution} = A_{\text{col}}/S_{\text{maille}} \quad (44)$$

$A_{\text{col}}$  : aire de la colonne ballastée  
 $S_{\text{maille}}$  : surface d'une maille

Cette valeur de  $G_{\text{eq.}}$  à  $10^{-4}$  permet de calculer le critère de raideur en rotation  $K_{\phi}$  par la formule du § 4.6.3.2.2 et d'appliquer le critère du § 3.5.5.

### 5.3.5

#### Dispositions constructives

Les dispositions des règlements en vigueur (« Recommandations colonnes ballastées », CFMS, 2011) et celles du paragraphe 5.1.2 s'appliquent et sont complétées ci-après.

### 5.3.5.1

#### Colonnes de confinement

La charge mobilisable dans les colonnes ballastées est limitée par l'étreinte latérale mobilisable dans le terrain environnant (fonction de la pression limite, ou de la résistance de pointe au pénétromètre statique, cf. chapitre 5.4.12 des « Recommandations colonnes ballastées », CFMS, 2011 »).

Les massifs de fondation d'éolienne induisent spécifiquement des contraintes importantes en bord de fondation.

Si les méthodes de calcul utilisées pour le dimensionnement des colonnes ballastées considèrent un parfait confinement des colonnes et un maillage infini, il est nécessaire de renforcer le nombre de colonnes ballastées en périphérie sous le massif de fondation ou de disposer une rangée de colonnes périphériques pour assurer ce confinement.

On doit de plus prévoir des colonnes de confinement à l'extérieur de la semelle dans les cas suivants :

– dans le cas où le dimensionnement de la fondation tient compte d'une amélioration des caractéristiques du sol entre les colonnes (en particulier de l'étreinte latérale) due à leur mode d'exécution (serrage du terrain). Dans ce cas, des essais de réception entre colonnes (CPT, PMT...) devront être réalisés pour confirmer l'amélioration obtenue ;

– dans le cas de sol liquéfiable où la réalisation des colonnes ballastées a un rôle de traitement anti-liquéfaction). Le traitement doit alors être étendu sur une largeur de débord égale à la moitié de la profondeur de la base de la couche sensible à la liquéfaction.

### 5.3.5.2

#### Couche de répartition

En complément du paragraphe 4.2 des « Recommandations colonnes ballastées du CFMS » et pour le cas particulier des éoliennes, le transfert des charges (en particulier de cisaillement) doit se faire par l'intermédiaire d'une couche de répartition en sous-face du massif de fondation.

Elle a pour but d'éviter le remaniement et d'assurer un contact homogène entre la semelle et le sol.

Commentaire : Si les colonnes ballastées sont réalisées depuis le fond de fouille sur une plate-forme de travail en matériau naturel granulaire, cette plate-forme peut faire partie intégrante du matelas de répartition. Si les colonnes ballastées sont réalisées depuis le terrain naturel avant excavation, il convient de mettre en place un matelas de répartition entre la tête des colonnes et la sous-face de la fondation.

La couche de répartition de hauteur  $H_{\text{mat}}$  doit être mise en œuvre en fonction des critères de type « couche de forme » ou « routiers » (LCPC/SETRA 2000a et b), qu'elle soit constituée de matériaux frottants (graves naturelles) et/ou renforcée de liants (ciments, chaux, etc.).

Elle est caractérisée par des essais *in situ* de type « routiers » ou de type « couche de forme » (essais à la plaque...), ou par des essais géotechniques plus classiques (type essais pressiométriques ou pénétrométriques), ou par des essais de laboratoire (indice CBR ou IPI, mesures de la cohésion, de l'angle de frottement et de la teneur en eau, etc.).

Ces essais ont pour but de pouvoir vérifier la compacité en place des matériaux et de déterminer sa loi de comportement par l'estimation ses différents modules de déformations usuels (module pressiométrique si possible, module d'Young E ou module œdométrique M) et de cisaillement ( $c'$ ,  $\phi'$ ) et de pouvoir calculer le tassement et la résistance ultime à la compression du matériau de cette couche et sa résistance au cisaillement.

Ses caractéristiques géomécaniques, par exemple le module EV2, et l'épaisseur de ce matelas, sont fonction de l'étude de dimensionnement du système de fondation.

Généralement cette couche de répartition est constituée d'au moins 40 cm de matériaux :

- de remblai granulaire en grave naturelle ;
- par exemple de classe D1, D2 ou D3 ou R suivant LCPC/SETRA (2000a et b) (ou NFP 11-300),
- compactée à 95 % de l'Optimum Proctor Modifié (OPM),
- ce qui lui conférera un module de déformation (équivalent à un module EV2) de l'ordre de 50 MPa, un rapport EV2/EV1 < 2,1 et un angle de frottement de 40° pour les matériaux concassés et 38° pour les matériaux roulés,
- de sols traités au liant dont les caractéristiques usuelles de cohésion et d'angle de frottement à prendre en compte pour les calculs sont  $c' = 50 \text{ kPa}$  et  $\phi' = 25^\circ$ .

La couche de répartition sera mise en œuvre selon les règles de l'art avec les contrôles usuels de réception appliqués aux couches de formes sous dallage.

Afin de répartir le mieux possible la concentration des efforts en périphérie de massif, un débord de matelas est nécessaire sur une largeur correspondant au minimum à  $\max(H_{\text{mat}}/2 ; 0,5 \text{ m})$  au-delà du bord du massif et de la dernière rangée de colonnes, correspondant à la largeur minimale pour assurer un compactage satisfaisant.

On prendra des dispositions constructives nécessaires pour que le matelas de répartition ne soit pas contaminé par le sol support (géotextile, couche anti-contaminante...).

### 5.3.6

#### Vérifications et contrôles

Ils seront conformes à ceux du chapitre 6 des « Recommandations colonnes ballastées », CFMS, 2011 et complétés par les suivants.

#### 5.3.6.1

#### Portance et altération du toit de l'excavation

On se référera au paragraphe 5.1.3.

#### 5.3.6.2

#### Couche de répartition

##### 5.3.6.2.1

#### Épaisseur

On vérifie l'épaisseur du matelas par comparaison de relevés topographiques à raison de 3 points par éolienne.

##### 5.3.6.2.2

#### Qualité

On recommande les essais de type « couche de forme », essais de plaque, CBR ou IPI, ainsi que des mesures de  $\phi'$ , et de granulométrie.

*Commentaire : En cas d'épaisseur de remblai supérieure à 1 m, on peut utiliser le pressiomètre ou le pénétromètre statique.*

Les densités de ces différents types d'essais peuvent être les suivantes :

- essais de portance (plaque,  $q_u$ ,  $p_1$  ou CBR, au choix) ; un minimum de 3 par massif et 3 par chantier,
- essais d'identification (granulométrie) et/ou de caractérisation ( $c'$ ,  $\phi'$ ) ; un minimum de 1 par chantier.

### 5.4

## Embase poids sur sols renforcés par inclusions rigides

Pour tenir compte du caractère spécifique des fondations d'éoliennes, les recommandations de ce paragraphe 5.4 viennent en complément des recommandations du Projet national ASIRI (Amélioration des Sols

par Inclusions Rigides) et des cahiers des charges de l'entrepreneur.

### 5.4.1

#### Description

Un massif de fondation d'éolienne a généralement une forme polygonale assimilable à un massif circulaire de même surface et de diamètre  $\Phi$ . Sa base est généralement horizontale et se situe à une profondeur  $h$  du niveau de la surface. Il s'agit de semelles considérées comme infiniment rigides.

Le massif de fondation repose sur un sol amélioré par un groupe de  $n$  inclusion rigides (IR) de diamètre équivalent  $\Phi_1$  et de longueur  $L$ .

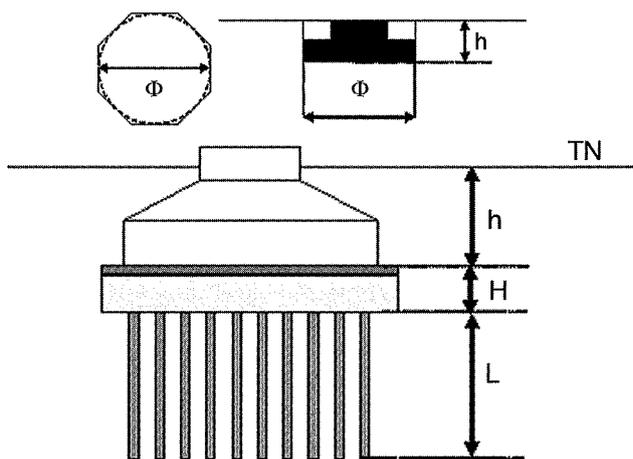


FIG. 10 Schéma du renforcement.

Ce paragraphe 5.4 s'applique exclusivement au renforcement de sol par la technique des inclusions rigides verticales sous les massifs de fondation d'éolienne.

Ce type de renforcement de sol consiste à mettre en place un groupe d'inclusions rigides verticales traversant les sols compressibles de manière à améliorer et à homogénéiser les conditions de sol sous la fondation en créant un matériau composite :

- ces inclusions peuvent être mises en œuvre suivant des méthodes très variées (foration, percussion, vibration, refoulement...);
- ces inclusions sont généralement de type Inclusion en béton ou mortier ou de type Inclusions métalliques.

Le transfert de charge depuis le massif de fondation se fait alors nécessairement par l'intermédiaire d'un matelas de répartition intercalé entre l'arase inférieure de la fondation et la tête des inclusions. Dans le cas contraire, on appliquera les principes des fondations mixtes ou des « fondations composites » (cf. § 5.6).

Les paramètres de dimensionnement du renforcement de sol sont alors les suivants :

- la profondeur  $L$  des inclusions ;
- la surface de la section droite de ces inclusions et/ou leur diamètre équivalent  $\Phi_1$  ;
- la résistance du matériau de cette inclusion, ses caractéristiques de déformation (module de déformation, coefficient de Poisson...);
- les critères de portance de ces inclusions vis-à-vis du sol ;

– le nombre des inclusions ; le maillage des inclusions ou alternativement le taux d'incorporation  $\alpha$  du renforcement représentant le rapport de l'aire couverte par les têtes d'inclusions et l'aire totale de la surface traitée ;

– les caractéristiques du matelas de répartition ;

- l'épaisseur  $H_{\text{mat}}$
- les caractéristiques intrinsèques :  $c'$  et  $\phi'$ ,
- les modules de déformation  $E$  et de cisaillement  $G$ ,
- sa compacité.

Ce système de renforcements de sols s'applique préférentiellement dans les domaines n° 1 et n° 2, en tenant compte du commentaire du paragraphe 5.1.

## 5.4.2

### Données géotechniques

Pour justifier la portance et pour calculer les tassements et la rotation de ce massif sur sol renforcé, on rappelle que les données géotechniques doivent combiner :

- les exigences du chapitre 5.1.2 sur les embases poids d'une part ;
- les exigences propres aux calculs de la portance des inclusions rigides d'autre part, à savoir une connaissance du sol sur une hauteur égale à  $h + H + L + \max(5 \text{ m} ; 7 \phi_1 ; \phi/2)$ .

Les études géotechniques successives doivent permettre de préciser une coupe type, avec par couche sensiblement homogène l'ensemble des paramètres de sol listés au § 4.6.1 et 4.6.2.

## 5.4.3

### Fonctionnement des inclusions rigides

#### 5.4.3.1

#### Efforts verticaux de structure

On admet les hypothèses suivantes :

– les charges des structures sont réparties entre le sol et les inclusions rigides :

- par diffusion des contraintes à travers la couche de répartition,
- par un transfert de charges « sol – inclusions » et « inclusions – sol », sous l'effet des déplacements relatifs des inclusions et du sol environnant en raison de leur différence de raccourcissement (comportement élastique),

– le chargement des inclusions rigides est limité par l'effet de leur tassement dans la couche d'assise en pied d'inclusions et par la pénétration de l'inclusion dans la couche de répartition (comportement élasto-plastique du contact « inclusion-couche de répartition » et « inclusion-ancrage »).

#### 5.4.3.2

#### Efforts non verticaux de structure

Les inclusions rigides ne sont pas faites pour reprendre directement les efforts horizontaux, les moments ou les efforts de soulèvement provenant de la structure.

Des dispositions spécifiques doivent être adoptées pour la reprise de ces efforts, et les méthodes classiques de dimensionnement de semelles superficielles

(frottement, lestage...) sont applicables pour ces efforts.

Les inclusions, suivant leurs caractéristiques intrinsèques et les conditions de sol peuvent accepter de faibles valeurs d'efforts parasites (efforts horizontaux, cisaillement...) qu'il convient d'estimer et dont il convient de vérifier la compatibilité avec les critères de résistance des matériaux des inclusions (cf. § 5.4.4).

## 5.4.3.3

### Objectif du renforcement de sol

L'objectif du renforcement de sol est de donner au sol renforcé des caractéristiques mécaniques suffisantes pour permettre la construction d'une éolienne sur un massif poids classique. La fondation doit pouvoir se comporter de la même manière que sur un sol homogène.

Les paramètres à déterminer nécessaires au dimensionnement du massif sont ainsi les suivants :

- ceux permettant le calcul de la capacité portante ELS/ELU du sol renforcé ;
- les coefficients de réaction  $K_v$  et  $K_h$  de la fondation ou modules de déformation équivalent  $E_{\text{eq}}$  du sol renforcé à CT et à LT ;
- ceux permettant la vérification du glissement, en particulier l'angle de frottement ;
  - égal à celui du matelas pour la vérification du glissement sur le plan horizontal de la sous-face de la semelle,
  - égal à celui du sol pour la vérification du glissement sur le plan horizontal en sous-face du matelas,
- le coefficient de Poisson équivalent  $\nu_{\text{eq}}$  du sol renforcé ;
- le module de cisaillement dynamique équivalent  $G_{\text{dyn eq}}$  du sol renforcé dans le domaine de déformation  $10^{-3}$  à  $10^{-4}$  et le coefficient de raideur dynamique en rotation  $K_{\phi \text{ dyn}}$  de la fondation sur sol renforcé.

La réalisation, le dimensionnement et le contrôle des inclusions rigides non définies dans le Fascicule 62-Titre V doivent impérativement être couverts par les recommandations ASIRI, ou par des cahiers des charges propres à la méthode de réalisation de l'entrepreneur et validés [conformément au DTU 13.2 § 1.11 (+ commentaire)].

Une inclusion rigide est un procédé de renforcement de sol : ce n'est ni un élément de fondation, ni une fondation profonde.

Les méthodes réglementaires de dimensionnement utilisées pour les pieux de fondation ou pour les inclusions granulaires ne s'appliquent pas aux sols renforcés par Inclusions rigides.

## 5.4.4

### Justification de l'inclusion

#### 5.4.4.1

#### Vérification de la portance du sol renforcé

On doit vérifier, lors des calculs de dimensionnement, que la répartition des contraintes entre le sol et les inclusions n'entraîne pas de dépassement des valeurs limites d'interaction entre le sol et l'inclusion et cela pour toutes les IR, y compris entre le matelas et l'IR.

On admet cependant, sous réserve de la vérification de la capacité portante globale et locale du système, que certaines de ces valeurs limites d'interaction soient partiellement saturées.

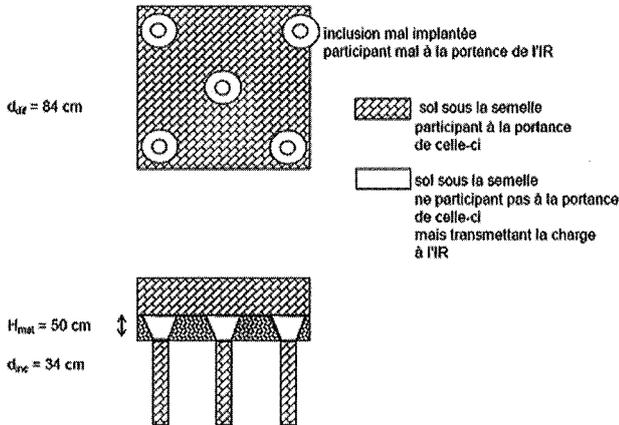


FIG. 11 Exemple de répartition d'inclusions rigides sous une semelle.

Dans tous les cas ELS ou ELU, on calcule  $S_{comp}$ ,  $\sigma_{max}$ ,  $\sigma_{min}$  et  $q_{ref} = (3\sigma_{max} + \sigma_{min})/4$  conformément au paragraphe 3.5.2.

*Commentaire :* Pour qu'une colonne soit prise en compte dans le calcul de portance globale, il faut vérifier qu'elle se situe dans la partie fictive du sol entièrement comprimée telle que proposée au § 3.5.2 et dessinée dans l'annexe B.

Pour tenir compte du caractère spécifique des fondations d'éoliennes, et dans le cadre des méthodes pressiométriques et pénétrométriques, on doit vérifier dans tous les cas de charges les critères de portance globale et de portance locale décrits aux paragraphes suivants.

#### 5.4.4.1.1

##### Critère de portance globale

Le critère suivant de portance globale est vérifié pour tous les cas de charges ELS et ELU avec :

$$q_{solELS} > (q_{refELS} S_{ref} - n Q_{colELS}) / (S_{ref} - n A_p);$$

$$q_{solELU} > (q_{refELU} S_{ref} - n Q_{colELU}) / (S_{ref} - n A_p);$$

$n$  = nombre d'inclusions sous la surface de référence  $S_{ref}$  dessinée en annexe B ;

$$Q_{colELS} = A_p \min[0,3 f_c^*; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)/A_p]$$

$$Q_{colELU} = A_p \min[\alpha_{cc} f_c^*/1,5; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)/A_p] \quad (45)$$

$\alpha_{cc} = 0,8$  pour les inclusions non armées, 1 sinon

• avec les méthodes pressiométriques ou pénétrométriques, on utilise respectivement

$$q_{solELU} = k_p p_{le}/\gamma_{solELU} + q'_o \text{ ou } q_{solELU} = k_c q_{ce}/\gamma_{solELU} + q'_o$$

$$q_{solELS} = k_p p_{le}/\gamma_{solELS} + q'_o \text{ ou } q_{solELS} = k_c q_{ce}/\gamma_{solELS} + q'_o$$

Vis-à-vis du critère de portance globale, les coefficients retenus pour l'application des formules sont les suivants :

TABLEAU VIII Coefficients de sécurité proposés.

		$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{mat}$	$\gamma_{sol}$
ELS QP	IR refoulée	2,00	2,00		3,00
	IR forée	2,80	2,00		3,00
ELS Rare	IR refoulée	1,57	1,57		3,00
	IR forée	2,20	1,57		3,00
ELU		1,40	1,40	1,75	2,00

*Compléments :* Dans la limite de la vérification de la capacité portante globale du système avec l'application des coefficients de sécurité ci-dessus, il peut apparaître lors des calculs de la répartition des contraintes entre le sol, le matelas et les inclusions que des valeurs limites de certains des éléments résistants (sol sous la semelle, matelas, frottement de l'inclusion et pointe de l'inclusion) soient atteintes sans être dépassées (coefficient partiel de sécurité de 1 en fonctionnement).

#### 5.4.4.1.2

##### Critère de portance locale

On doit vérifier maille par maille pour tous les cas de charges (ELS et ELU) que le critère suivant de portance locale est vérifié avec :

$$q_{solELS} > (q_{refELU} S_{maille} - Q_{colELU}) / (S_{maille} - A_p)$$

$$q_{solELU} > (q_{refELS} S_{maille} - Q_{colELS}) / (S_{maille} - A_p) \quad (46)$$

$$q_{colELS} = A_p \min[0,3 f_c^*; \max(S_{dr} A_p)/A_p, \sigma'_{mat}/\gamma_{mat}; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)/A_p]$$

$$q_{colELU} = A_p \min[\alpha_{cc} f_c^*/1,5; \max(S_q; A_p)/A_p, \sigma'_{mat}/\gamma_{mat}; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)/A_p]$$

*Commentaire :* On rappelle que la portance de la colonne fictive ( $Q_{col} = q_{col} S_{col}$ ) est égale au minimum de la portance de l'inclusion en termes de résistance de matériau, de la portance de l'inclusion vis-à-vis du sol évaluée sous le point neutre et de la portance de la colonne de remblais au-dessus de l'inclusion en termes de poinçonnement :

$\sigma'_{mat}$  et  $\gamma_{mat}$  définis au paragraphe 5.4.5,

avec les méthodes pressiométriques ou pénétrométriques, on utilise respectivement :

$$q_{solELU} = k_p p_{le}/\gamma_{solELU} + q'_o \text{ ou } q_{solELU} = k_c q_{ce}/\gamma_{solELU} + q'_o$$

$$q_{solELS} = k_p p_{le}/\gamma_{solELS} + q'_o \text{ ou } q_{solELS} = k_c q_{ce}/\gamma_{solELS} + q'_o$$

Les coefficients de sécurité sont ceux du tableau VIII.

#### 5.4.4.2

##### Calcul des déformations

Le tassement et la rotation de la fondation sont calculés à partir des caractéristiques équivalentes du sol renforcé pour les charges de courte et de longue durée d'application selon les principes du paragraphe 5.2.3.

Il convient de prendre en compte les variations significatives de ces caractéristiques équivalentes en fonction de la position de la maille, des différences de conditions géotechniques et des charges appliquées.

#### 5.4.4.3

##### Vérification en compression

Le comportement intrinsèque des inclusions rigides est caractérisé par :

- le module d'Young  $E_y$  du matériau de l'élément rigide pour des charges de longue et de courte durée d'application ;
- la résistance à la compression  $f_{cj}$  du matériau de l'élément rigide, contrôlée par écrasement d'éprouvettes dans le cas d'inclusions en béton ;
- la nuance, la qualité et la limite élastique  $f_s$  du matériau dans le cas d'inclusions métalliques.

#### 5.4.4.3.1

##### Inclusions en béton, coulis ou mortier

###### • Définition de $f_{cd}$

En cas de mise en œuvre de béton ou de coulis, la valeur caractéristique de calcul  $f_{cd}$  du matériau est définie selon la Norme d'application Nationale de l'Eurocode 7 (NFP 94 262 Fondations profondes) ou les cahiers des charges particuliers :

$$f_{cd} = \text{Min} \left( \alpha_{cc} k_3 \frac{f_{ck}^*}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{C_{max}}{\gamma_c} \right) \quad (47)$$

avec :

$\alpha_{cc}$  coefficient qui dépend de la présence ou non d'une armature (armé = 1, non armé = 0,8) ;

$\gamma_c$  coefficient partiel dont la valeur est 1,5 à l'ELU fondamental et 1,2 à l'ELU accidentel ;

$f_{ck}^*$  résistance caractéristique à la compression du béton du coulis ou mortier d'une inclusion déterminée à partir de la formule suivante :

$$f_{ck}^* = \inf \left( f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck} \right) \frac{1}{k_1 k_2} \quad (48)$$

avec :

$f_{ck}$  résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cylindres à 28 jours ;

$f_{ck}(t)$  résistance caractéristique en compression du béton mesurée sur cylindres au temps  $t$  ;

$k_1$  et  $k_2$  fonction de la méthode de forage et de l'élanement ;

$k_3$  fonction du type d'ouvrage en cas de contrôle renforcé ou de procédures supplémentaires d'essais in situ ;

$C_{max}$  tient compte de la consistance qu'il est nécessaire de donner au béton, coulis ou mortier frais.

###### • Définition de $k_3$

La valeur de  $k_3$  est définie dans le tableau suivant en fonction du type d'essai, du type de fondations et du nombre d'inclusions sous cette fondation.

TABLEAU IX Valeurs du coefficients  $k_3$ .

	Sans essai	Avec essais d'impédance	Avec essais de qualité	Avec essais de portance	Avec essais de contrôle renforcé
Domaine 1 : (inclusions nécessaires à la stabilité)	1,0	1,1	1,15	1,2	1,2
Domaine 2 : (inclusions non nécessaires à la stabilité)	1,0	1,3	1,4	1,5	1,5

Essais de qualité à la charge de service ; essais de portance à 1,5 fois la charge de service avec paliers de fluage ; essais de contrôle renforcé au sens du DTU 13.2. La charge de service est définie comme la charge apportant la contrainte maximale à l'ELS. Les colonnes testées peuvent faire partie ou non de l'ouvrage.

###### • Taux de travail à l'ELS et à l'ELU

À l'ELU, la contrainte maximale de compression est limitée à la valeur de calcul  $f_{cd}$  et la contrainte moyenne de compression sur la seule section comprimée est limitée forfaitairement à 7 MPa.

À l'ELS, la contrainte maximale de compression du béton est limitée à  $0,6 f_c^*$  et la contrainte moyenne de compression sur la seule section comprimée de celui-ci limitée à  $\text{min}(0,3 f_c^*; 0,45 f_c)$ .

*Commentaire : En cas d'inclusions rigides réalisées en mortier ( $f_c \leq 15$  MPa) ou en béton de sol (Jet-grouting, soil mixing...,  $f_{cj}$  calculée en fonction des résultats obtenus à partir des essais d'écrasement), avec des dosages en ciment ou en liant inférieurs aux normes concernant les bétons, la contrainte moyenne sur la section comprimée s'obtient avec les coefficients  $k_1$ ,  $k_2$  et  $k_3$  et limitée à la valeur de 5 MPa en situation ELS ; la contrainte maximale en flexion composée est limitée à 10 MPa en situation ELU.*

#### 5.4.4.3.2

##### Inclusions métalliques

Pour les matériaux métalliques, les nuances et qualités du matériau sont celles de la NF EN 10025.

*Commentaire : Prendre en compte les épaisseurs sacrificielles dues à la corrosion (cf. Fascicule 62-Titre V [MELT, 1993])*

#### 5.4.4.4

##### Vérification en flexion composée et en cisaillement

#### 5.4.4.4.1

##### Transmission des efforts horizontaux

Il convient de dimensionner le matelas de répartition de manière à limiter au maximum la transmission des efforts horizontaux aux inclusions rigides (effort horizontal, cisaillement...). L'intensité de ces efforts doit être évaluée ainsi que les conséquences sur les inclusions rigides en termes de contraintes maximum et minimum dans le matériau des inclusions.

L'objectif du calcul est de vérifier que les contraintes dans les inclusions rigides sont acceptables en considérant à la fois :

- la sollicitation verticale ;
- l'effort horizontal qui s'applique en tête d'inclusion ;
- le déplacement du sol sous l'effort horizontal appliqué par la fondation.

On propose la méthode simplifiée suivante devant permettre de fournir un ordre de grandeur des résultats attendus.

###### • Méthode simplifiée

Les contraintes de cisaillement au niveau de la sous-face de la semelle sont réparties en fonction du frottement sous la semelle donc au prorata de la répartition des contraintes verticales en compression :

- respectivement  $\sigma_i$  et  $\tau_{IR}$  dans la colonne fictive surmontant l'inclusion rigide à travers le matelas d'une part ;
- et  $\sigma_s$  et  $\tau_s$  hors emprise de cette colonne fictive d'autre part.

Elles ne s'appliquent donc que sur les sols ou sur les colonnes fictives travaillant en compression, en particulier en cas de moments de renversement s'appliquant sur la semelle.

Dans le cas d'une semelle soumise à un torseur (Q, M, H), chaque colonne sollicitée en compression à une valeur  $Q_i$  reprend donc en tête de colonne fictive un effort tranchant  $h_i$  tel que :

$$h_i = H Q_i / Q \quad (49)$$

$$h_s = H Q_{sem} / Q \text{ avec } Q = Q_{sem} + \sum Q_i \quad (50)$$

avec  $H = h_s + \sum h_i$

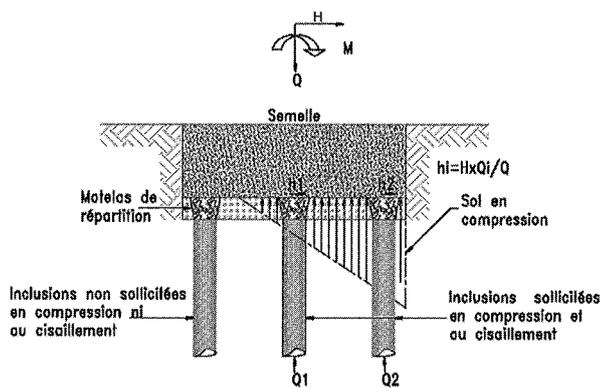


FIG. 12 Schéma de répartition.

En fonction de l'épaisseur du matelas de répartition, les contraintes horizontales dans la colonne fictive diminuent avec la profondeur.

En première approche, on peut négliger cette diminution et calculer l'effort tranchant  $h_i$  et le moment fléchissant  $M_i$  induit dans la partie rigide de l'inclusion rigide selon le modèle élasto-plastique aux modules de réaction :

$$h_i = \tau_i A_p \text{ où } A_p \text{ est la surface de l'inclusion rigide} \quad (51)$$

$$M_i = 0,32 l_o h_i \text{ où } l_o \text{ est la longueur de transfert} \quad (52)$$

et dimensionner le ferrailage éventuel en fonction de  $M_i/Q_i$  et de  $h_i$ .

*Commentaire : A noter que cette méthode simplifiée est sécuritaire car elle ne prend pas en compte de diffusion des contraintes à travers le matelas de répartition et ne permet donc de donner qu'une valeur maximale des efforts horizontaux qui peuvent se transmettre aux inclusions.*

• Méthodes aux éléments finis

Pour obtenir ces efforts de manière plus précise, on peut utiliser une approche plus complexe aux éléments finis (ou aux différences finies...), où l'on pourra :

- soit réaliser un modèle complet en 3D modélisant les inclusions rigides, le matelas de répartition, la semelle de fondation et leurs interfaces en appliquant le torseur total (Q, H, M) ;

- soit par un modèle plus simple ;

- étape n° 1 : on calcule avec un modèle axisymétrique les caractéristiques équivalentes du sol renforcé autour d'une inclusion rigide représentative (cylindre concentrique de sol autour de l'inclusion

rigide, pour un maillage moyen), et la répartition des efforts de compression entre le sol et l'inclusion rigide,

- étape n° 2 : faire un calcul 3D en remplaçant le sol renforcé par l'inclusion rigide par ce sol homogène équivalent en appliquant le torseur total (Q, H, M),
- étape n° 3 : en déduire la rotation et le tassement maximum de la semelle, ainsi que la géométrie de la surface de sol entièrement comprimée sous la semelle afin de repérer les inclusions rigides en compression, et les contraintes de compression et cisaillement au droit de la maille la plus défavorable (de surface  $S_m$ ) au niveau de la base du matelas,
- étape n° 4 : sur cette maille, on répartit l'effort vertical ( $S_m$  \* contrainte moyenne en compression) selon le schéma de l'étape 1, et on définit  $Q_i$ ,
- étape n° 5 : on répartit l'effort horizontal au prorata des compressions.

*Remarque : Ces méthodes aux éléments finis permettent en particulier de prendre en compte les diffusions d'efforts tranchant à travers le matelas de répartition.*

*Commentaire : Elles doivent être précédées obligatoirement par un prédimensionnement analytique.*

5.4.4.2

Vérifications en flexion composée et en cisaillement

On vérifiera alors pour chaque inclusion en compression l'effort tranchant  $V_i$  et l'excentrement des efforts  $M_i/Q_i$  de manière à déterminer la nécessité éventuelle de ferrailage (pour le cas des inclusions béton) en fonction de  $V_i$  et de  $M_i/Q_i$ .

• Flexion composée

Les contraintes normales extrêmes dans les inclusions rigides sollicitées en flexion composée (effort axial N et moment de flexion M) sont alors données par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I/v} \quad (53)$$

où, en cas de surface entièrement comprimée,

$$S = \pi \frac{B^2}{4} ; I = \pi \frac{B^4}{64} ; v = \frac{B}{2}$$

• Cisaillement à l'ELU

Les contraintes de cisaillement dans les inclusions rigides sollicitées en effort tranchant sont alors données par les formules suivantes en fonction de l'effort tranchant maximum  $V_i$ .

- En absence d'armatures et pour une section entièrement comprimée

Pour les inclusions non armées, on doit vérifier à l'ELU la contrainte de cisaillement conformément à l'Eurocode 2 section 12, ramenée au diamètre selon les équations suivantes :

$$\tau_{cp} = 1,91 V_i / B^2 \quad (54)$$

$$\tau_{cp} < f_{cvd} \quad (55)$$

$$\sigma_{clim} = f_{cd} - 2 [f_{ctd} (f_{ctd} + f_{cd})]^{0,5} \quad (56)$$

$$\sigma_{cp} = Q_i / S_{col} \quad (57)$$

$S_{col}$  = section comprimée de la colonne

$$f_{ctm} = 0,3 [f_{ck}]^{(2/3)} \quad (58)$$

$$f_{ctk0,05} = 0,7 f_{ctm} \quad (59)$$

$$f_{ctd} = \alpha_{cpl} f_{ctk0,05} / 1,5 \text{ avec } \alpha_{cpl} = 0,8 \quad (60)$$

$f_{cd}$  = résistance de calcul en compression et en posant  $f_{ck} = f_c^*$  on obtient :

$$f_{cd} = \min(0,8 f_c^*/1,5 ; 0,8 f_c/1,5) \quad (61)$$

$$f_{cvd} = \text{résistance de calcul en cisaillement comprimée}$$

$$\text{si } \sigma_{cp} < \sigma_{clim} \quad f_{cvd} = (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd})^{0,5} \quad (62)$$

$$\text{sinon : } f_{cvd} = (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd} - [(\sigma_{cp} - \sigma_{clim})/2]^2)^{0,5} \quad (63)$$

Conformément à l'Annexe nationale de l'Eurocode 2 et à la Norme d'application nationale à l'Eurocode 7 (NF P 94-262), aucun cisaillement n'est admissible quand le diamètre est inférieur à 400 mm.

Conformément à la norme d'application nationale à l'Eurocode 7 (NF P 94-262), lorsque  $N_{ed}$  dépasse à l'ELU  $0,3 f_c^* A_p$ , on admet de prendre comme valeur de  $f_{cvd}$  :

$$f_{cvd} = 0,1 [(f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd} - [(\sigma_{cp} - \sigma_{clim})/2]^2)^{0,5}] \quad (64)$$

On trouvera en annexe E les valeurs tabulées correspondantes en fonction de la résistance à la compression du matériau.

#### • En présence d'armatures

À l'ELU, on doit vérifier que  $V_i < V_{Rd,s}$  et que  $V_i < V_{Rd,max}$

Les armatures à mettre en place sont calculées de la façon suivante :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} z}{s_t} 1,4 f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \quad (65)$$

où  $s_t$  est l'espacement des spires,  $\alpha$  l'inclinaison des cerces,  $f_{ywd}$  est la résistance de l'acier ( $= f_y/\gamma_s$ ), et où  $\cot\theta$  peut varier entre 1 et 2,5.

*Commentaire : On impose, dans le cadre de ces recommandations, que  $\alpha = 90^\circ$  et  $\theta = 45^\circ$ .*

L'effort tranchant ELU maxi repris par le béton est calculé de la façon suivante par la formule suivante :

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \left( \frac{b_w z}{1,4} \right) v_1 f_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta) \quad (66)$$

où  $z$  est le bras de levier ( $z = 7(\Phi - e)/8$ ) ;  
 $b_w = \Phi$  ;  $\alpha_{cw} = 1$ .

### 5.4.5

#### Matelas de répartition

Le transfert des charges depuis le massif de fondation se fait par l'intermédiaire d'un matelas de répartition. Ce matelas est obligatoirement interposé entre la fondation et la tête des inclusions.

Ce matelas permet également de limiter par effet de diffusion la transmission aux inclusions des efforts horizontaux et de cisaillement.

La couche de répartition de hauteur  $H_{mat}$  doit être mise en œuvre en fonction des critères de type « couche de forme » ou « routiers » (LCPC/SETRA 2000a et b), qu'elle soit constituée de matériaux frottants (graves naturelles) et/ou renforcée de liants (ciments, chaux, etc.).

Elle est caractérisée par des essais *in situ* de type « routiers » ou de type « couche de forme » (essais à la plaque...), ou par des essais géotechniques plus classiques (type essais pressiométriques ou pénétrométriques), ou par des essais de laboratoire (indice CBR ou IPI, mesures de la cohésion, de l'angle de frottement et de la teneur en eau, etc.).

Ces essais ont pour but de pouvoir vérifier la capacité en place des matériaux et de déterminer sa loi de comportement par l'estimation ses différents modules de déformations usuels (module pressiométrique si possible, module d'Young  $E$  ou module œdométrique  $E_{oed}$ ) et de cisaillement ( $c'$ ,  $\theta'$ ) et de pouvoir calculer le

tassement et la résistance ultime à la compression du matériau de cette couche et sa résistance au cisaillement.

Ses caractéristiques géo-mécaniques, par exemple le module EV2, et l'épaisseur de ce matelas, sont fonction de l'étude de dimensionnement du système de fondation. Elles dépendent des caractéristiques du sol en place, du diamètre, de l'espacement et de la profondeur des colonnes, du type et de l'intensité des charges et de la rigidité de la structure projetée.

Généralement cette couche de répartition est constituée d'au moins 40 cm de matériaux :

- de remblai granulaire en grave naturelle ;
- par exemple de classe D1, D2 ou D3 ou R suivant LCPC/SETRA (200a et b) (ou NFP 11-300),
- compactée à 95 % de l'Optimum Proctot Modifié (OPM),
- ce qui lui conférera un module de déformation (équivalent à un module EV2) de l'ordre de 50 MPa, un rapport EV2/EV1 < 2,1 et un angle de frottement de 40° pour les matériaux concassés et 38° pour les matériaux roulées ;

- de sols traités au liant dont les caractéristiques usuelles de cohésion et d'angle de frottement à prendre en compte pour les calculs sont  $c' = 50$  kPa et  $\phi' = 25^\circ$ .

Concernant le comportement de l'inclusion, en tête, celle-ci émerge du sol médiocre et poinçonne le matelas de répartition. A ce niveau, le comportement de la face supérieure est assimilable à celui d'une plaque d'ancrage noyée à la profondeur  $H_{mat}$  (épaisseur du matelas) et sollicitée en traction vers le haut par une charge  $Q_i(0)$  (égale à la charge en tête de l'inclusion).

Cette loi de comportement en tête de l'inclusion dépend des paramètres suivants :

- caractéristiques de déformation du matelas (module d'Young et coefficient de Poisson) ;
- paramètres intrinsèques du matériau (cohésion et angle de frottement) ;
- état de confinement du matériau.

On prendra des dispositions constructives nécessaires pour que le matelas de répartition ne soit pas contaminé par le sol support (géotextile, couche anti-contaminante...).

### 5.4.5.1

#### Module de déformation

Le module du matelas peut être calculé par corrélation des essais à la plaque, des essais CBR ou équivalent, ou par corrélation d'essais *in situ* (essais pressiométriques ou essais pénétrométriques).

- l'essai pressiométrique est à réserver pour des épaisseurs supérieures à 1 m, le module de déformation  $E_{yst}$  est alors assimilé à  $E_M/\alpha/1,5$  pour  $\nu = 0,33$  ;
- l'essai pénétrométrique est à réserver pour des épaisseurs supérieures à 0,8 m ; pour les matériaux granulaires on utilise alors la corrélation du type  $E_y \approx 6 q_c$  ;
- les autres essais (plaque, CBR, IPI) doivent être privilégiés pour les autres cas ; dans le cas de l'essai de plaque on considère  $E_y = EV2$  (remblai granulaire en grave naturelle).

### 5.4.5.2

## Vérification du matelas

Le mécanisme de rupture s'apparente à un poinçonnement de la tête dans le matelas.

Pour les matériaux traités aux liants hydrauliques, le mécanisme de ruine peut être lié à l'apparition de fissure (rupture par cisaillement ou rupture en traction).

### 5.4.5.2.1

#### Calcul de la résistance limite en compression

On peut calculer la contrainte maximale mobilisable dans le matelas au niveau de la tête de l'inclusion à partir des paramètres de rupture du matériau : cohésion  $c'$  et de l'angle de frottement  $\phi'$  selon le schéma de rupture de Prandtl sur l'épaisseur du matelas (Frossard *et al.*, 2002, Berthelot *et al.*, 2006, 2007 et 2011).

Le schéma de gauche de la figure 21 représente une répartition de contrainte en sous-face du radier et le schéma de droite représente la répartition simplifiée des contraintes  $q_1$  et  $q_2$  en sous-face du matelas.

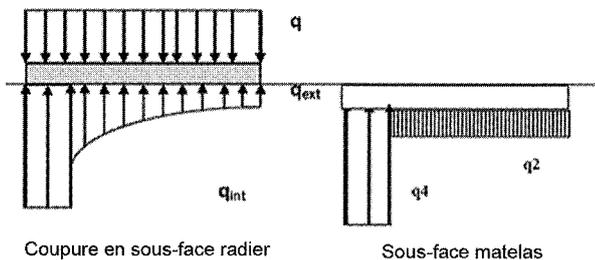


FIG. 13 Distribution des contraintes.

Le schéma de rupture du matelas de répartition au-dessus de la tête des inclusions peut être assimilé au mécanisme de Prandtl associant une zone en équilibre de poussée de Rankine (I) au-dessus de la tête de l'inclusion, une zone délimitée par un arc de spirale logarithmique (II) et une zone en équilibre de butée de Rankine à l'extérieur de la tête d'inclusion (III).

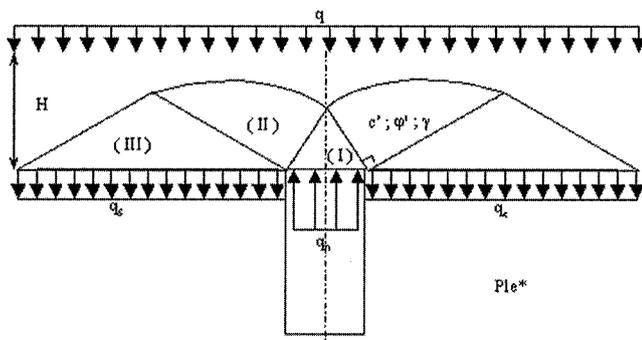


FIG. 14 Schéma de rupture dans le matelas en spirale logarithmique.

La contrainte admissible dans le matelas en tête d'inclusion  $q_{mat}$  est alors déterminée à partir de la contrainte appliquée sur le sol support  $q_{ext}$  (limitée à  $p/\gamma_{sol}$ ) et des paramètres de rupture du matelas  $c'$  et  $\phi'$  par la relation suivante :

$$q_{mat,ELS} = \min(3 \text{ MPa} ; q_{1,ELS}) \text{ à l'ELS} \quad (67)$$

$$q_{mat,ELU} = \min(5 \text{ MPa} ; q_{1,ELU}) \text{ à l'ELU} \quad (68)$$

où :

$$q_1 = N_q \times q_2 + 1.2 \times \left(\frac{c'}{\gamma_c}\right) \times N_c \quad (69)$$

$$q_2 = \min(q_{ext} p/\gamma_{sol}) \quad (70)$$

$$N_q = \tan^2\left(\pi/4 + \left(\frac{\phi'}{\gamma_\phi}\right)/2\right) \times e^{\pi \cdot \tan\left(\frac{\phi'}{\gamma_\phi}\right)} \quad (71)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot\left(\frac{\phi'}{\gamma_\phi}\right) \quad (72)$$

et où on applique les coefficients de sécurité suivants :

$$\gamma_{sol} = 3 \text{ à l'ELS et } 2 \text{ à l'ELU} ;$$

$$\gamma_\phi = 1,1 \text{ à l'ELS et à l'ELU.}$$

Exemple d'application : pour  $40^\circ$ ,  $N_q(40) = 64,2$  ;  $N_c(40) = 75,4$

$$N_q(40/1,1) = N_q(36) = 37,8 ; N_c(40/1,1) = N_c(36) = 50,6$$

soit un coefficient de sécurité de  $64,2/37,8 = 1,70$  sur  $N_q$   
 $\gamma_c = 1,25$  à l'ELS et à l'ELU

soit un coefficient de sécurité de  $1,25 * 75,4/50,6 = 1,80$ .

Commentaire : On pourrait donc simplifier l'approche en retenant un coefficient de sécurité  $\gamma_{mat} = 1,75$ .

- Influence de la hauteur du matelas  
On se réfère au Projet national ASIRI (chapitre 4).
- Influence de la dimension du débord du matelas  
On se réfère au Projet national ASIRI (chapitre 4).
- Influence de la distance entre le bord de la semelle et le nu extérieur de l'inclusion  
On se réfère au Projet national ASIRI (chapitre 4).

### 5.4.6

## Dispositions constructives

Les dispositions des règlements en vigueur et celles du chapitre 5.1.2 s'appliquent et sont complétées dans les chapitres suivants.

### 5.4.6.1

#### Distance entre inclusions

La distance minimale à respecter entre les axes des inclusions est de trois fois leur diamètre. Il appartiendra à l'entrepreneur de vérifier pendant la réalisation des travaux que, lors de l'exécution des colonnes, il n'y a pas de risque de détérioration des colonnes voisines, et si nécessaire l'ordre de leur exécution sera modifié.

### 5.4.6.2

#### Colonnes de confinement

Dans le cas général, le maillage des inclusions couvre l'ensemble de la surface du massif de fondation et il n'y a pas lieu *a priori*, de prévoir des colonnes de confinement à l'extérieur de la semelle.

### 5.4.6.3

#### Couche de répartition

Les inclusions rigides extérieures devront être implantées sur un cercle de diamètre égal au plus à :

$$\varnothing - (h + \varnothing_1)$$

#### 5.4.6.4

### Recépage Arases basses/plate-forme de travail/matelas de répartition

On préconise de réaliser les colonnes depuis une plate-forme de travail basse située au voisinage de la base de la fondation.

L'arase des inclusions rigides au niveau de la plate-forme est la meilleure façon de s'assurer des caractéristiques homogènes du matelas et d'un niveau précis d'arase béton permettant de limiter les variations d'épaisseur du matelas entre les têtes d'inclusions et la sous-face du radier.

#### 5.4.6.4.1

#### Arase des inclusions au niveau de la plate-forme de travail

Le recomptage de la plate-forme de travail après la mise en place des inclusions ne peut alors être réalisé qu'après la mise en place d'au moins 25 cm de matériaux de type couche de forme afin d'éviter de compacter directement sur les têtes d'inclusions rigides.

#### 5.4.6.4.2

#### Arase des inclusions au niveau de la base de la plate-forme de travail

Ces arases doivent être réalisées avec une tolérance maximum de  $\pm 5$  cm pour éviter les variations locales inacceptables d'épaisseur du matelas de répartition. Il appartient à l'entrepreneur de mettre en œuvre les moyens nécessaires pour garantir ces tolérances.

On recommande en général la réalisation de ces arases à la suite de l'atelier de forage lorsque les colonnes sont encore « fraîches » à l'aide d'une mini-pelle. Les têtes de colonnes sont excavées jusqu'en sous-face de plate-forme ; le mélange foisonné de matériau constitutif de la plate-forme et de mortier de la colonne est ensuite remis en place dans le corps de plate-forme puis recompté.

Le recomptage de la plate-forme de travail après la mise en place des inclusions ne peut être réalisé directement à ce niveau que dans la mesure où les arases sont réalisées à plus de 25 cm sous le niveau de la plate-forme.

Dans le cas de matelas de répartition traités en place au-dessus de la tête des inclusions, l'entrepreneur devra justifier une cote d'arase précise compatible avec la tolérance de profondeur des machines de traitement.

Les terrassements dans l'encombrement des inclusions rigides non armées sont interdits : ce serait le cas par exemple d'une plate-forme de travail des inclusions rigides plus haute que la sous-face de la semelle.

#### 5.4.7

### Vérifications et contrôle

Les dispositions des règlements en vigueur et celles du chapitre 5.1.2 s'appliquent et sont complétées dans les chapitres suivants.

#### 5.4.7.1

### Matériau de l'inclusion

Les fréquences de prélèvement des éprouvettes sont de 1 prélèvement pour 100 m<sup>3</sup> de béton mis en place, avec un minimum de 1 prélèvement tous les 3 jours et de 1 prélèvement par éolienne, cela à raison de 6 éprouvettes par prélèvement.

#### 5.4.7.2

### Continuité de l'inclusion

On vérifiera la continuité des inclusions réalisées – soit à raison de 1 inclusion sur 8 :

- par essai d'impédance,
- ou par essai de réflexion ;

– soit sur toutes les inclusions par enregistrements des paramètres de forages et de bétonnage.

#### 5.4.7.3

### Matelas de répartition

#### 5.4.7.3.1

#### Épaisseur

On vérifie l'épaisseur du matelas par comparaison de relevés topographiques à raison de 3 points par éolienne.

#### 5.4.7.3.2

#### Qualité

On recommande les essais de type « couche de forme », essais de plaque, CBR ou IPI, avec éventuellement des mesures de  $\phi'$ , et de granulométrie.

*Commentaire : En cas d'épaisseur de remblai supérieure à 80 cm, on peut utiliser le pressiomètre ou le pénétromètre statique.*

Les densités de ces différents types d'essais peuvent être les suivantes :

- essais de portance (plaque,  $q_c$ ,  $p_1$  ou CBR, au choix) : un minimum de 3 par massif et 3 par chantier ;
- essais d'identification (granulométrie) et de caractérisation ( $c'$ ,  $\phi'$ ) : un minimum de 1 par chantier.

*Commentaire : En cas de graves naturelles de bonne qualité et comme caractérisées ci-avant on peut ne pas effectuer les essais de caractérisation.*

#### 5.4.8

### Plate-forme de travail/dispositions constructives

Pendant et après les travaux de renforcement de sol, il convient de prendre des précautions pour éviter le cisaillement des inclusions (quand elles sont non armées).

Les risques de cisaillement de la partie supérieure de l'inclusion rigide peuvent en effet apparaître dans les cas suivants :

- circulation d'engins lourds de chantier directement sur les têtes d'inclusions rigides ;
- reprise de la plate-forme de travail après les travaux de renforcement de sol par des purges des matériaux.

## Fondations sur pieux

## 5.5.1

### Description

Un massif de fondation d'éolienne a généralement une forme polygonale assimilable à un massif circulaire de même surface et de diamètre  $\Phi$ . Sa base est généralement horizontale et se situe à une profondeur  $h$  du niveau de la plate-forme. Il s'appuie sur  $n$  pieux de diamètre  $\Phi_1$ , de profondeur  $h + L$ , situés sur un cercle de diamètre  $\Phi_2$ .

Le massif de fondation est considéré comme infiniment rigide.

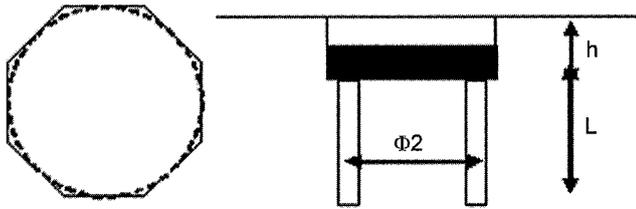


FIG. 15 Schéma d'une semelle avec pieux.

## 5.5.2

### Données géotechniques

On se référera au paragraphe 4.6.

## 5.5.3

### Justifications

## 5.5.3.1

#### Portance

Les calculs de portance sont menés conformément aux règles en vigueur. Il n'est pas admis de traction dans les fondations profondes sous ELS quasi permanent (obtenu à partir principalement du cas de charge  $DLC_{QP}$ ), à cause des effets cycliques.

## 5.5.3.1.1

#### Cas particulier des micropieux

Les calculs de portance et de résistance de matériaux seront conformes aux règlements en vigueur.

Un essai de chargement est obligatoire à raison de 1 par 50 micropieux avec un minimum de 1 par chantier : il sera exécuté conformément aux règlements en vigueur.

Il n'est pas admis de traction dans les micropieux sous ELS quasi permanent (obtenu à partir principalement du cas de charge  $DLC_{QP}$  à cause des effets cycliques).

## 5.5.3.2

#### Tassements et allongements

- Tassement

Les calculs de tassement sont menés conformément à la méthode des courbes t-z (Frank/Zhao 1982,

cf. fascicule 62-Titre V [MELT, 1993]) dans le domaine de déformation comprise du massif entre  $10^{-2}$  et  $10^{-3}$ .

- Allongement

Pour le calcul de l'allongement, on ne retient comme produit ES du pieu que celui des aciers tant que la contrainte moyenne de traction du béton sur la section tendue du pieu est supérieure à  $f_{ct}/\gamma_s$  (en général valeur proche de 1,5 MPa).

## 5.5.3.3

#### Efforts horizontaux

Les calculs vis-à-vis des efforts horizontaux sont menés conformément aux règles en vigueur (annexe E du Fascicule 62-Titre V [MELT, 1993]) dans le domaine de déformation comprise du massif entre  $10^{-2}$  et  $10^{-3}$ .

*Commentaire : Lorsque le massif n'est pas coulé en pleine fouille, la butée du sol sur le massif est négligée et les efforts horizontaux sous la sous-face de la semelle sont égaux à ceux appliqués en tête de semelle. Néanmoins, dans le cas où le massif est coulé en pleine fouille et sous réserve de la compatibilité des déformations basées sur la raideur en butée de la semelle d'une part et sur la raideur horizontale des pieux d'autre part, on pourra faire participer la butée de la semelle jusqu'à une valeur validée par le géotechnicien, qu'on limitera cependant à 30 % de la valeur maximale de la poussée passive.*

## 5.5.3.4

#### Rotation de l'ensemble

La rotation sera calculée en fonction de la valeur du moment, des raideurs verticales et horizontales des pieux.

Il ne faut pas oublier de prendre en compte l'interaction horizontale sol-pieux et les effets de groupe entre pieux.

## 5.5.3.4.1

#### Quand les pieux sont encastrés

En effet, si les pieux sont encastrés, la rotation de l'ensemble induit des moments  $M_i$  en tête de pieux en fonction :

- de leur rigidité  $EI$  ;  
 $EI_{entièrement\ comprimé} > EI_{partiellement\ comprimé} > EI_{entièrement\ tendu}$
- en fonction de la raideur du sol (c.-à-d. en fonction de  $K_{xy}(\Phi)$  ;
- et donc de la valeur de la longueur de transfert  $l_0$  selon la méthode aux modules de réaction).

Cela réduit la traction compression appliquée aux pieux.

Si on suppose que les pieux ont la même inertie, et par conséquent les mêmes raideurs en tête, à savoir  $K_{pv}$  et  $K_{ph}$  (MN/m) respectivement en vertical et en horizontal, on peut mener les calculs suivants :

$$J = n \Phi_2^2 / 8 \quad (73)$$

$$J/v = J/(\Phi_2/2) = n \Phi_2/4 \quad (74)$$

$$Q_{max} = M'/(J/v) = 4 M'/n/\Phi_2 \quad (75)$$

$$\text{avec } M' = M_{xy} - n \cdot M_i \quad (76)$$

$$y_{max} = Q_{max}/K_{pv} = 4 M'/n/\Phi_2/K_{pv} \quad (77)$$

$$\varphi = 2 y_{max}/\Phi_2 = 8 M'/n/\Phi_2/K_{pv}/\Phi_2 \quad (78)$$

$$\rightarrow M'/\varphi = \Phi_2 K_{pv} \Phi_2 \cdot n/8 \quad (79)$$

$$M_i = \varphi K_{ph} \Phi_1 l_o^3/4 = [8 M'/n/\Phi_2/K_{pv}/\Phi_2] K_{ph} \Phi_1 l_o^3/4 \quad (80)$$

$$M_i = [8 (M_{xy} - n M_i)/n/\Phi_2/K_{pv}/\Phi_2] K_{ph} \Phi_1 \cdot l_o^3/4 \quad (81)$$

$$\text{En posant } c = 2/n/\Phi_2/K_{pv}/\Phi_2 K_{ph} \Phi_1 l_o^3 \quad (82)$$

$$M_i = M_{xy} c/(1 + n c) \quad (83)$$

$$M' = M_{xy} - n M_i = M_{xy} [1 - n c/(1 + n c)] \quad (84)$$

$$\text{En posant } d = 1 - n c/(1 + n c) \rightarrow M' = M d \quad (85)$$

$$K_\varphi = M_{xy}/\varphi = M'/y'/d = \Phi_2 K_{pv} \Phi_2 n/8/d \quad (86)$$

$$\rightarrow K_\varphi = \Phi_2 K_{pv} \Phi_2 n/8 \text{ quand } c \text{ est très grand} \quad (87)$$

$$\rightarrow Q_{\max} = 4 M_{xy}/n/\Phi_2/d \quad (88)$$

#### 5.5.3.4.2

Quand les pieux ne sont pas encastrés

Dans ce cas

$$\begin{aligned} d &= 1 \\ M_i &= 0 \\ Q_{\max} &= 4 M_{xy}/n/\Phi_2 \end{aligned} \quad (89)$$

#### 5.5.3.4.3

Charge maximale sur les pieux

Sous une charge centrée  $Q$ , la charge par pieu vaut :

$$Q_p = Fz/n$$

On sera toujours entièrement comprimé si  $Q_p > Q_{\max}$ , soit si on vérifie que  $M_{xy}/Fz < n d \Phi_2/4$ .

La prise en compte de la réaction horizontale du sol sur les pieux quand ils sont encastrés :

- augmente  $K_\varphi$  ;
- diminue la traction compression ;
- mais augmente les moments en tête de pieux.

#### 5.5.3.4.4

Conclusion pour le dimensionnement des pieux

A l'ELU, le dimensionnement géotechnique des pieux en traction pour  $Q_p - Q_{\max}$  sera calculé sans prendre en compte cette réaction horizontale.

En revanche, pour le ferrailage du pieu en flexion composée, et pour le ferrailage de la semelle, on prendra en compte l'effet de la réaction horizontale et donc la valeur des  $M_i$ .

#### 5.5.4

Dispositions constructives

Les dispositions des règlements en vigueur et celles du chapitre 5.1.2 s'appliquent et sont complétées dans les chapitres suivants.

Armature des pieux en béton

Dans le cas de pieux en béton, ces pieux sont armés :

- longitudinalement sur la hauteur nécessaire au calcul ;
- toute hauteur en cas de traction-flexion ;
- et transversalement conformément aux règlements en vigueur.

#### 5.5.5

Vérification et et contrôle

Les dispositions des règlements en vigueur s'appliquent et sont complétées dans les paragraphes suivants.

#### 5.5.5.1

Béton des pieux

Les fréquences de prélèvement des éprouvettes sont de 1 prélèvement pour 100 m<sup>3</sup> de béton mis en place, avec un minimum de 1 prélèvement tous les 3 jours et de 1 prélèvement par éolienne, cela à raison de 6 éprouvettes par prélèvement.

Les caractéristiques du béton devront être conformes à la norme NF EN 206 et les normes d'exécutions de pieux.

#### 5.5.5.2

Armatures du radier

Le radier sera dimensionné pour reprendre :

- les moments d'encastrement  $M_i$  si les pieux sont encastrés ;
- les moments et efforts tranchants générés par la transmission des efforts de compression ou de traction éventuelle dans les pieux ;
- en fonction de la raideur respective de chaque pieu qui devra être justifiée par l'entrepreneur (en particulier en cas de terrain hétérogène).

#### 5.5.5.3

Continuité des pieux

On vérifiera la continuité des pieux réalisés à raison de 1 pieu sur 8 :

- soit par essai d'impédance ;
- soit par essai de flexion ;

et sur tous les pieux par enregistrements des paramètres de forages et de bétonnage.

#### 5.6

Fondations mixtes ou « composites »

Le massif de fondation s'appuie à la fois sur le sol et sur  $n$  pieux de diamètre  $\Phi_1$ , de profondeur  $h + L$ , situés sur un ou plusieurs cercles de diamètre  $\Phi_2$ , (sans matelas de répartition entre la tête des pieux et le massif contrairement à la solution « fondations sur inclusions rigides »).

Le massif de fondation est considéré comme infiniment rigide.

Ces pieux peuvent être ou non reliés à la structure et ainsi reprendre ou non des efforts de traction. Quand ils sont reliés à la structure, il s'agit de « fondations mixtes » au sens d'O. Combarieu. Quand ils ne sont pas reliés à la structure, on les qualifie sous le terme de « fondations composites ».

Ils doivent ainsi être calculés sous compression, flexion composée et cisaillement, voire sous traction quand ils sont reliés à la structure.

## Principes de fonctionnement

La fondation mixte ou « composite » peut être envisagée de deux façons différentes :

- comme une fondation classique sur pieux, la prise en compte de la présence de la semelle permettant une réduction du dimensionnement des pieux, au prix d'une légère augmentation du tassement d'ensemble ;
- comme une fondation directe sur le sol à laquelle on adjoint les pieux pour limiter le tassement.

Ces recommandations concernent ces deux types de fondations mixtes ou « composites » ; le nombre de pieux est quelconque, mais elles supposent que la semelle est infiniment rigide.

Une telle conception de fondation n'a d'intérêt que si le sol permet une mobilisation substantielle d'effort sous la semelle. Deux conditions au moins en limitent la pertinence :

- pieux reposant en pointe sur des sols très résistants, et semelle de répartition reposant sur des sols très compressibles ;
- tassement des sols superficiels supportant la semelle sous des actions extérieures telles que remblai, stockage, pompage...

La prise en compte de la mobilisation combinée des pieux et du sol sous la semelle peut ainsi permettre d'optimiser le dimensionnement global du massif de fondation (réduction du dimensionnement des pieux ou de la taille du massif de fondation).

## Description

Les dénominations « fondation mixte » ou « fondations composites » s'appliquent à l'ensemble « semelle et pieux » conçu et calculé en tenant compte des possibilités réelles de mobilisation simultanée des efforts dans le sol, par les pieux et la semelle (Combarieu, 1988 ; Borel, 2005).

Ces deux principes s'inscrivent en continuité entre la solution « embase poids § 5.2 », la solution « embase poids sur inclusion rigides § 5.4 », et la solution « fondations profondes § 5.5 ». Elles se différencient fondamentalement de la solution « embase poids sur inclusions rigides » par l'absence de matelas, mais fonctionnent de la même façon par la mobilisation combinée du sol sous la semelle et des pieux.

On peut ainsi réussir à mobiliser à la fois les pieux et le sol sous la semelle, dans la mesure où leurs courbes de chargement respectives et tenant compte de l'interaction mutuelle sont compatibles.

Pour dimensionner un tel système, il est indispensable de faire systématiquement un calcul en déformation (type éléments finis ou calcul itératif...) modélisant l'ensemble des éléments de la fondation. Ce calcul doit être mené pour l'ensemble des cas de charges, de manière à pouvoir combiner les réactions respectives du sol et des pieux dans chacun des cas.

Ce modèle doit exploiter des lois de comportement évoluées des terrains et de toutes les interfaces et doit être capable de décrire le comportement du système sur l'ensemble de la plage de fonctionnement jusqu'à l'approche de la rupture.

Ce type de solution faisant participer le sol à la reprise des efforts et des déformations, des études de sensibilité sur les paramètres de sol sont également nécessaires systématiquement.

*Commentaire : Une étude du comportement de l'ouvrage est indispensable pour ce type de solution. Elle doit obligatoirement prendre en compte les efforts verticaux, les efforts horizontaux et les moments de renversement en prolongement des méthodes de dimensionnement prenant en compte le chargement vertical centré (Combarieu, 1988) et celles prenant en compte les efforts horizontaux (Borel, 2005).*

## Données géotechniques

Pour justifier la portance et pour calculer les tassements et la rotation de ce type de fondation, on rappelle que les données géotechniques doivent combiner :

- les exigences du chapitre 5.1.2 sur les embases poids d'une part ;
- les exigences propres aux calculs de la portance des pieux d'autre part, à savoir une connaissance du sol sur une hauteur égale à  $L + \max(5 \text{ m} ; 7 \Phi_1)$ .

Les études géotechniques successives doivent permettre de donner une coupe type, avec par couche sensiblement homogène, l'ensemble des paramètres de sol listés au § 4.6.1 et 4.6.2.

Le géotechnicien doit aussi donner La valeur de  $p_{le}^*$  et de  $q_{ce}$  sous la semelle, les raideurs  $K_v$ ,  $K_x$ ,  $K_y$ ,  $K_z$  et  $K_\phi$  du sol à CT et à LT sous cette semelle et les valeurs de  $G$  à prendre en compte pour le calcul en très petite déformation ( $10^{-3}$  à  $10^{-5}$ ) doivent être aussi données dans le cadre d'une étude géotechnique.

## Justification des pieux

### Calcul des déformations et de la répartition des charges

Le calcul des déformations et de la répartition de charge est indispensable au dimensionnement d'une fondation mixte ou d'une « fondation composite ».

Ce calcul est basé sur les expressions qui relient les efforts unitaires aux déformations pour les différents éléments de la fondation. Il consiste, pour une charge appliquée à la fondation, à déterminer les efforts repris respectivement par la semelle, la surface latérale et la pointe des pieux et à calculer le tassement en tête de la fondation. On peut ainsi tracer la courbe charge-tassement pour celle-ci, et vérifier pour tout les cas de charge (ELS et ELU), le niveau de mobilisation de chacune des composantes vis-à-vis des charges limites correspondantes, ou de la charge intrinsèque des pieux.

La figure 16 représente pour une valeur  $w_s(0)$  de l'enfoncement de la semelle, les tassements respectifs en fonction de la profondeur  $z$ , du sol et des pieux avec l'hypothèse de compressibilité ou non de ceux-ci.

Sur la partie haute des pieux, sous la semelle, le tassement relatif  $w_r(z)$  est toujours très faible. Il convient donc de considérer que le frottement mobilisable  $t(z)$  peut éventuellement être négligé sur une longueur

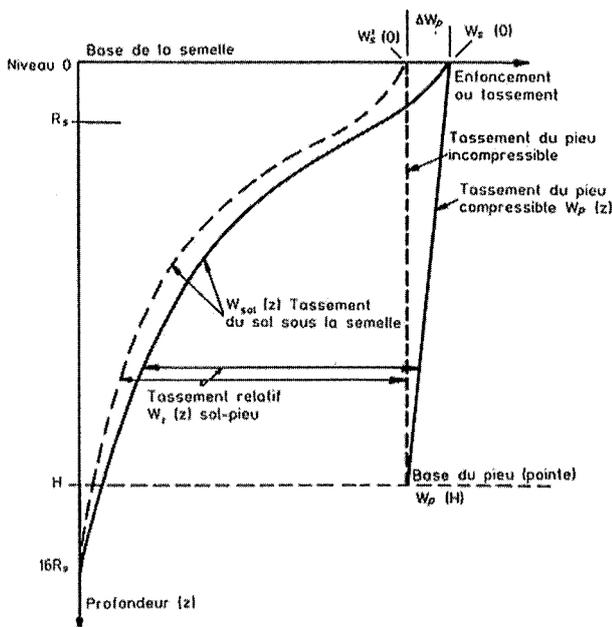


FIG. 16 Tassement sol et éléments de fondation.

$R_s = \Phi/2$  Pour le calcul de la portance, on recommande de neutraliser ce frottement sur  $R_s/2$ .

Le frottement mobilisé sous  $R_s/2$  est calculé en fonction du déplacement relatif du pieu par rapport au sol.

Les calculs du tassement des pieux sont menés conformément aux règles en vigueur selon la méthode décrite par Combarieu (1988).

Pour le calcul de l'allongement des pieux lorsqu'ils sont reliés à la structure, on ne retient comme produit ES du pieu que celui des aciers tant que la contrainte moyenne de traction du béton sur la section tendue du pieu est supérieure à  $f_{ct}/\gamma_s$ .

Prendre en compte les raideurs croisées des deux composants (sol sous semelle et pieux) ainsi que l'interaction horizontale et le moment appliqué au massif nécessite des calculs aux éléments finis en 3D ou des calculs itératifs qui doivent mettre en exergue :

- le frottement mobilisé le long du fût des pieux ;
- la rotation du massif ;
- la contrainte mobilisée sur le sol sous la semelle ;
- la charge appliquée en compression ou en traction pour chacun des pieux ;
- les moments en tête des pieux à reprendre dans le radier lorsque les pieux y sont encastés ;
- les efforts horizontaux appliqués à chacun des pieux.

Ce modèle doit exploiter des lois de comportement évoluées des terrains et de toutes les interfaces et doit être capable de décrire le comportement du système sur l'ensemble de la plage de fonctionnement jusqu'à l'approche de la rupture.

### 5.6.4.2

#### Vérification de la portance du sol renforcé

Dans tous les cas de charges ELS et ELU :

- on calcule  $S_{comp}$ ,  $\sigma_{max}$ ,  $\sigma_{min}$  et  $q_{ref} = (3\sigma_{max} + \sigma_{min})/4$  conformément au § 3.5.2 en intégrant en plus la réaction (positive ou négative) de chaque pieu à partir de calculs itératifs ;

- on doit vérifier les critères de portance globale et de portance locale décrits aux paragraphes suivants.

*Commentaire : Les pieux situés dans la partie fictive du sol entièrement comprimée telle que dessinée en annexe B travaillent en compression alors que le reste des pieux travaille en traction s'ils sont reliés à la structure.*

### 5.6.4.2.1

#### Critère de portance globale

Le critère suivant de portance globale est vérifié pour tous les cas de charges ELS et ELU avec :

$$q_{solELS} > (q_{refELS} S_{ref} - n Q_{pieuELS}) / (S_{ref} - n A_p)$$

$$q_{solELU} > (q_{refELU} S_{ref} - n Q_{pieuELU}) / (S_{ref} - n A_p)$$

- la valeur limite de  $Q_{pieu}$  à considérer est définie en référence au terme de pointe  $R_b$  et au terme de frottement  $R_s$ .

$$Q_{pieuELS} = \min [A_p 0,3 f_c^* ; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)]$$

$$Q_{pieuELU} = \min [A_p a_{cc} f_c^*/1,5 ; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)]$$

avec les méthodes pressiométriques ou pénétrométriques, on utilise respectivement les équations suivantes :

$$q_{solELU} = k_p p_{le}/\gamma_{solELU} + q'_o \text{ ou } q_{solELU} = k_c q_{ce}/\gamma_{solELU} + q'_o$$

$$q_{solELS} = k_p p_{le}/\gamma_{solELS} + q'_o \text{ ou } q_{solELS} = k_c q_{ce}/\gamma_{solELS} + q'_o$$

avec  $\gamma_{sol}$ ,  $\gamma_b$  et  $\gamma_s$  conforme aux règlements en vigueur.

*Commentaire : Actuellement les valeurs sont les suivantes.*

#### TABLEAU X Coefficients de sécurité proposés.

		$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{sol}$
ELS QP	pieu refoulé	2,00	2,00	3,00
	pieu foré	2,80	2,00	3,00
ELS Rare	pieu refoulé	1,57	1,57	3,00
	pieu foré	2,20	1,57	3,00
ELU		1,40	1,40	2,00

*Compléments : Dans la limite de la vérification de la capacité portante globale du système avec l'application des coefficients de sécurité ci-dessus, il peut apparaître lors des calculs de la répartition des contraintes entre le sol et les pieux que des valeurs limites de certains des éléments résistants (sol sous la semelle, frottement de l'inclusion et pointe du pieu) soient atteintes sans être dépassées (coefficient partiel de sécurité de 1 en fonctionnement).*

*Commentaire : Ces valeurs seront à actualiser dès la parution de la Norme d'Application nationale à l'Eurocode 7 NF 94-262.*

### 5.6.4.2.2

#### Critère de portance locale

On doit vérifier à partir des calculs itératifs de répartition de charges tels qu'explicités précédemment (§ 5.6.2) et pour tous les cas de charges (ELS et ELU) :

- que le critère suivant de portance locale du sol est vérifié avec :

$$q_{solELS} > \sigma_{maxELS}$$

$$q_{solELU} > \sigma_{maxELU}$$

où  $\sigma_{max}$  est la contrainte maximale reprise par le sol sous la semelle.

Avec les méthodes pressiométriques ou pénétrométriques, on utilise respectivement les équations suivantes :

$$q_{\text{solELU}} = k_p p_{le}/\gamma_{\text{solELU}} + q'_o \text{ ou } q_{\text{solELU}} = k_c q_{ce}/\gamma_{\text{solELU}} + q'_o$$

$$q_{\text{solELS}} = k_p p_{le}/\gamma_{\text{solELS}} + q'_o \text{ ou } q_{\text{solELS}} = k_c q_{ce}/\gamma_{\text{solELS}} + q'_o$$

– que pour chaque pieu du système, les contraintes calculées à partir des calculs itératifs de répartition de charges restent admissibles.

$$Q_{\text{pieuELS}} = \min [A_p 0,3 f_c^* ; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)]$$

$$Q_{\text{pieuELU}} = \min [A_p a_{cc} f_c^*/1,5 ; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)]$$

avec  $\gamma_b$  et  $\gamma_s$  conforme aux règlements en vigueur pour les pieux.

*Compléments : Dans la limite de la vérification de la capacité portante locale du système avec l'application des coefficients de sécurité ci-dessus, il peut apparaître lors des calculs de la répartition des contraintes entre le sol et les pieux que des valeurs limites de certains des éléments résistants ( frottement et pointe du pieu) soient atteintes sans être dépassées (coefficient partiel de sécurité de 1 en fonctionnement).*

### 5.6.4.3

#### Efforts horizontaux

Quand les pieux sont liaisonnés à la structure, les efforts horizontaux appliqués par pieu sont répartis au prorata de leurs raideurs horizontales.

Quand les pieux ne sont pas reliés à la structure, les efforts horizontaux  $H_i$  sont répartis sur les seuls pieux en compression au prorata de leurs charges verticales  $N_i$ , en vérifiant que  $N_i \cdot \text{tg}\phi'$  est supérieur à la charge horizontale  $H_i$  calculée précédemment, où  $\text{tg}\phi'$  béton = 0,8.

*Commentaire : Le fait de négliger le frottement sol-semelle constitue une sécurité de ce dernier mode de fonctionnement.*

A défaut d'un tel calcul en déformation, on pourra négliger la participation du sol et répartir les efforts horizontaux sur les seuls pieux.

### 5.6.4.3.1

#### Prise en compte de la butée

En général, on ne prend pas en compte la butée du sol, ni la cohésion du sol.

*Commentaire : Les efforts horizontaux sous la sous-face de la semelle sont donc égaux à ceux appliqués en tête de semelle. Néanmoins, dans le cas où le massif est coulé en pleine fouille, on pourra faire participer la butée de la semelle jusqu'à une valeur déterminée par le géotechnicien, qu'on limitera cependant à 30 % de la valeur maximale de la poussée passive.*

### 5.6.5

#### Dispositions constructives

Les dispositions des règlements en vigueur et celles du chapitre 5.1.2 s'appliquent et sont complétées dans les chapitres suivants.

### 5.6.5.1

#### Sol support de fondation

Pour cette solution, il est impératif de prendre les dispositions nécessaires pour protéger le fond de fouille en cours de travaux.

Dans ce cadre, les pieux doivent impérativement être réalisés depuis le fond de fouille à partir d'une plate-forme de travail (couche d'assise) compatible avec la circulation des engins.

Cette couche d'assise est destinée ensuite à servir de sol support de fondation, pour assurer un contact homogène entre la sous-face de la semelle et le sol, et ainsi permettre le transfert des charges de la semelle vers le sol.

La plate-forme de travail de hauteur  $H_{\text{mat}}$  doit être mise en œuvre en fonction des critères de type « couche de forme » ou « routiers » (LCPC/SETRA 2000a et b), qu'elle soit constituée de matériaux frottants (graves naturelles) et/ou renforcée de liants (ciments, chaux, etc.).

Elle est caractérisée par des essais *in situ* de type « routiers » ou de type « couche de forme » (essais à la plaque...), ou par des essais géotechniques plus classiques (type essais pressiométriques ou pénétrométriques), ou par des essais de laboratoire (indice CBR ou IPI, mesures de la cohésion, de l'angle de frottement et de la teneur en eau, etc.).

Ces essais ont pour but de pouvoir vérifier la capacité en place des matériaux et de déterminer leurs loi de comportement par l'estimation des différents modules de déformations usuels (module pressiométrique si possible, module d'Young E ou module oedométrique M) et des caractéristiques de cisaillement ( $c'$ ,  $\phi'$ ) et de pouvoir calculer le tassement de cette couche et sa résistance au cisaillement.

Ses caractéristiques géomécaniques, par exemple le module EV2, et l'épaisseur de ce matelas, sont fonction de l'étude de dimensionnement du système de fondation. Elles dépendent des caractéristiques du sol en place.

Généralement cette couche de répartition est constituée d'au moins 40 cm de matériaux :

- de remblai granulaire en grave naturelle ;
- par exemple de classe D1, D2 ou D3 ou R suivant GTR92 (NFP 11-300),
- compactée à 95 % de l'OPM,
- ce qui lui conférera un module de déformation (équivalent à un module EV2) de l'ordre de 50 MPa, un rapport EV2/EV1 < 2,1 et un angle de frottement de 40° pour les matériaux concassés et 38° pour les matériaux roulés.

– de sols traités au liant dont les caractéristiques usuels de cohésion et d'angle de frottement à prendre en compte pour les calculs sont  $c' = 50$  kPa et  $\phi' = 25^\circ$ .

La couche d'assise sera mise en œuvre selon les règles de l'art avec les contrôles usuels de réception appliqués aux couches de formes sous dallage.

On réalise un béton de propreté le plus vite possible, après réception par le géotechnicien ou le maître d'œuvre. Cela nécessite obligatoirement au préalable la remise en état de cette couche d'assise avant le coulage de ce béton de propreté.

Il est très important d'éviter tout remaniement du fond de fouille et s'entourant des précautions superficielles traditionnelles (en particulier pour les pieux à la boue...).

Afin de répartir le mieux possible la concentration des efforts en périphérie de massif, un débord de matelas est nécessaire sur une largeur correspondant au minimum à max ( $H_{\text{mat}}/2$  ; 0,5 m) au-delà du bord du massif et de la dernière rangée de pieux, correspondant à la largeur minimale pour assurer un compactage satisfaisant.

On prendra des dispositions constructives nécessaires pour que cette couche d'assise ne soit pas contaminée par le sol support (géotextile, couche anti-contaminante...).

#### 5.6.5.2

### Armatures des pieux

Dans le cas de pieux en béton, ces pieux sont armés :

- longitudinalement sur la hauteur nécessaire au calcul avec un minimum de 4 m ;
- toute hauteur en cas de traction-flexion ;
- et transversalement conformément aux règlements en vigueur pour les pieux.

#### 5.6.5.3

### Pieux en traction

Il n'est pas admis de traction dans les pieux en ELS quasi permanent.

#### 5.6.6

### Vérifications et contrôle

Les dispositions des règlements en vigueur et celles du § 5.1.2 s'appliquent et sont complétées dans les chapitres suivants.

#### 5.6.6.1

### Portance et altération du toit de l'excavation

On se référera au § 5.1.3.

#### 5.6.6.2

### Couche d'assise

#### 5.6.6.2.1

#### Épaisseur

On vérifie l'épaisseur du matelas par comparaison de relevés topographiques à raison de 3 points par éolienne.

#### 5.6.6.2.2

#### Qualité

On recommande les essais de type « couche de forme », essais de plaque, CBR ou IPI, ainsi que des mesures de  $\phi'$ , et de granulométrie.

*Commentaire : En cas d'épaisseur de remblai supérieure à 80 cm, on peut utiliser le pressiomètre ou le pénétromètre statique.*

Les densités de ces différents types d'essais peuvent être les suivantes :

- essais de portance (plaque,  $q_c$ ,  $p_1$  ou CBR, au choix) ;
  - un minimum de 3 par massif et 3 par chantier,
- essais d'identification (granulométrie) et/ou de caractérisation ( $c'$ ,  $\phi'$ ) ;
  - un minimum de 1 par chantier.

*Commentaire : en cas de graves naturelles de bonne qualité et comme caractérisées ci-avant on peut ne pas effectuer les essais de caractérisation.*

#### 5.6.6.2

### Armatures du radier

Le radier sera dimensionné pour reprendre :

- les moments d'encastrement  $M_i$  des pieux quand ils sont encastrés ;
- le poinçonnement des pieux dans le massif ;
- les efforts verticaux (compression, traction), les moments et efforts tranchants générés par la transmission des efforts de compression ou de traction éventuelle dans les pieux ;
- en fonction de la raideur respective de chaque pieu et du sol sous la semelle qui devra être justifié par l'entrepreneur (en particulier en cas de terrain hétérogène).

#### 5.6.6.3

### Béton de pieux

Les fréquences de prélèvement des éprouvettes sont de 1 prélèvement pour 100 m<sup>3</sup> de béton mis en place dans les pieux, avec un minimum de 1 prélèvement tous les 3 jours et de 1 prélèvement par site, cela à raison de 6 éprouvettes par prélèvement.

Les caractéristiques du béton devront être conformes à la NF EN 206 et les normes d'exécution des pieux.

#### 5.6.6.4

### Continuité

On vérifiera la continuité des pieux réalisés à raison de 1 pieu sur 8 :

- soit par essai d'impédance ;
- soit par essai de réflexion ;
- et sur tous les pieux par enregistrements des paramètres de forages et de bétonnage (ou d'injection) en cas de pieux type tarière creuse, vissés moulés ou micro-pieux.

## Annexe A (informatif)

### Lexique

#### A.1. Action géotechnique

L'action géotechnique est définie comme l'action transmise à la structure par le terrain, un remblai, une masse d'eau ou l'eau souterraine.

#### A.2. Charge opérationnelle

La charge opérationnelle (norme NF EN 61400-1) doit être égale à la valeur la plus élevée :

- des charges au cours de la production normale d'électricité en moyennant sur la durée de vie ;
- des charges au cours de l'arrêt d'urgence pour une vitesse de vent choisie de sorte que les charges avant l'arrêt soient égales à celles obtenues avec a).

#### A.3. Maître de l'ouvrage

Le maître de l'ouvrage (Loi n° 85-704 & norme NFP 94-500) est la personne morale (ou physique) [...] pour laquelle l'ouvrage est construit. Responsable principal de l'ouvrage, il remplit dans ce rôle une fonction d'intérêt général dont il ne peut se démettre.

#### A.4. Maître d'œuvre

Selon la NFP 94-500, le maître d'œuvre est la personne physique ou morale qui assure la conception et/ou la direction et le contrôle des travaux d'exécution de l'ouvrage pour le compte du maître d'ouvrage.

#### A.5. Contrôleur technique

Cf. chapitre 2.1.2 et 2.2.4

#### A.6. Géotechnicien

Le géotechnicien (NFP 94-500) est la personne physique ou morale qui réalise des prestations d'ingénierie géotechnique et/ou d'investigations géotechniques.

#### A.7. Exploitant

L'exploitant (Petit Larousse illustré, 1997) est la personne qui met en valeur un bien productif de richesse.

#### A.8. Étude géotechnique

La géotechnique constitue (NFP 94-500) l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur. La géotechnique englobe l'étude des propriétés géotechniques des sols et de l'interaction entre les terrains et les ouvrages environnants d'une part, l'ouvrage objet de la prestation du fait de sa réalisation et/ou de son exploitation d'autre part.

La géotechnique s'appuie principalement sur les différentes sciences de la terre suivantes :

- la géologie ;
- l'hydrogéologie ;
- la mécanique des sols et des roches ;
- la rhéologie des géomatériaux ;
- la géophysique ;
- la géodynamique ;
- la géochimie.

Les investigations géotechniques (NFP 94-500) regroupent l'ensemble des recherches et reconnaissances effectuées par l'utilisation des matériels de forages<sup>(1)</sup>, sondages<sup>(2)</sup>, mesures et essais géotechniques *in*

*situ* et en laboratoire, mis en œuvre pour recueillir des informations géologiques et géotechniques sur les sols et les roches d'un site, telles que leur nature, leur composition, leur structure et leur répartition spatiale, ainsi que leurs caractéristiques physiques et chimiques, géomécaniques et hydrogéologiques. Une panoplie d'essais permettent l'investigation géotechnique (cf. les normes NF P 94- Sols : reconnaissance et essais et l'Eurocode 7 NF EN 1997-2).

#### A.9. Maîtrise d'œuvre

La mission de maîtrise d'œuvre (Loi n° 85-704) que le maître de l'ouvrage peut confier à une personne de droit privé ou à un groupement de personnes de droit privé doit permettre d'apporter une réponse architecturale, technique et économique au programme [...]. Pour la réalisation d'un ouvrage, la mission de maîtrise d'œuvre est distincte de celle d'entrepreneur.

#### A.10. Contrôle technique

Cf. chapitre 2.1.2 et 2.2.4.

#### A.11. Divers

Les ouvrages géotechniques (norme NFP 94-500) sont des ouvrages ou parties d'ouvrage assurant le transfert des interactions entre un ouvrage dans sa globalité et les terrains dans lequel il s'insère. Les ouvrages géotechniques sont notamment pour les plus courants et sans exhaustivité :

- les fondations (semelles, radiers, puits, pieux, barrettes, murs enterrés...);
- les soutènements par tout procédé (murs préfabriqués, murs coulés en place, béton projeté, inclusions, clouage, terre armée...);
- les ouvrages en terre (avec les matériaux du site ou extérieurs au site) et les aménagements de terrains par terrassement, havage, dragage (talutage, modification de pente, déblais, remblais, couches de forme, digues, barrages...);
- les ouvrages souterrains, avec ou sans dispositif de soutènement (puits, excavations, galeries, tunnels, chambres de stockage...);
- les ouvrages de drainage, d'épuisement et de pompage.../...

Le *rapport géotechnique* (Fascicule 62, article A.2.2 [MELT, 1993], norme NF P94-500) est établi à partir des essais effectués, de l'expérience locale des terrains acquise en particulier lors de la réalisation de constructions antérieures et des différents types de mission.

Le sol (NFP 94-500) [...] est le terme générique employé en géotechnique pour désigner tout terrain naturel ou artificiel, susceptible d'être mobilisé par la construction d'un ouvrage, englobant les sols ou les roches en place ou en remblai. Il diffère tout à fait du sens littéral usuel dans lequel le sol ne désigne que la surface du terrain, le reste (sous-sol) étant constitué tout d'abord d'une couche superficielle plus ou moins épaisse (sol au sens de l'agriculture ou de la pédologie) résultant de l'altération des roches sous-jacentes, puis de l'ensemble des constituants minéraux de l'écorce terrestre qui sont des roches au sens géologique.

<sup>(1)</sup> Forage (NFP 94-500) : réalisation d'une excavation linéaire avec un outil et un procédé spécifiques aux techniques de percement.

<sup>(2)</sup> Sondage (NFP 94-500) : exploration locale et méthodique d'un terrain à partir d'une excavation, d'un trou de forage, de la pénétration d'une sonde ou de l'utilisation de techniques physiques non ou peu destructives, pour en déterminer la nature, la structure ou effectuer des mesures de propriétés physiques ou chimiques, mécaniques ou hydrauliques.

## Annexe B

### Développement sur le calcul de $q_{ref}$ , définition de la « lunule » et de $S_{ref}$

#### B.1. Influence du % de semelle entièrement comprimé sur le taux de travail maxi du sol

Pour le tassement d'une semelle soumise à un effort vertical  $V$  excentré, il est nécessaire de déterminer la surface comprimée et la contrainte moyenne qui s'y applique.

Les formules de semelles carrées ou rectangulaires ne sont pas applicables aux semelles circulaires (voir la forme de la zone comprimée hachurée du dessin ci-dessous). Les formules ci-après permettent de se ramener à une semelle rectangulaire équivalente  $b' \times l'$  soumise à une contrainte moyenne  $\sigma_m$ .

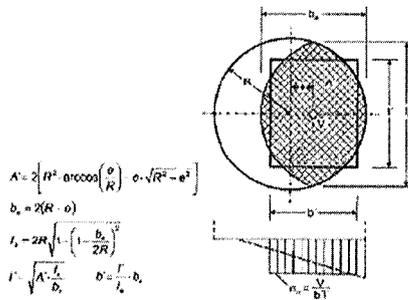


FIG. B1

Pour une éolienne soumise au torseur ( $M_{ELU}$ ;  $F_{ZELU}$ ), la surface de référence  $S_{ref}$  est la zone hachurée de la figure ci-dessus (lunule : limitée par deux arcs de cercles symétriques par rapport à un axe situé à  $e = M_{ELU}/F_{ZELU}$  du centre de l'éolienne).

#### B.2. Définition de la zone entièrement comprimé

TABLEAU B2 Contrainte sous la base d'une fondation rectangulaire selon le modèle de Navier

Fondation	Excentricité	Contrainte	Contrainte	Surface comprimée
Rectangulaire* (BL)	$0 \leq e_R \leq \frac{B}{6}$	$\frac{V}{BL} \left(1 + 6 \frac{e_R}{B}\right)$	$\frac{V}{BL} \left(1 - 6 \frac{e_R}{B}\right)$	BL
	$\frac{B}{6} \leq e_R \leq \frac{B}{2}$	$\frac{V}{BL} \frac{4}{3 \left(1 - 2 \frac{e_R}{B}\right)}$	0	$1.5 \left(1 - 2 \frac{e_R}{B}\right) BL$

#### B.3. Coefficient réducteur $i_e$ dû à l'excentricité de la charge dans le cas d'une fondation sous charge verticale excentrée

Lorsque le diagramme des contraintes normales appliquées au terrain par une fondation est déterminé conformément à E.3.6, le coefficient réducteur de la portance pour tenir compte de l'excentricité de la charge doit être calculé à partir de l'expression suivante :

$$i_e = \frac{V_v}{A \cdot 3\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

expression dans laquelle :

$V_v$  désigne la valeur de calcul de la composante verticale de la résultante des actions ;

$A$  désigne la surface totale de la base de la fondation ;

$\sigma_{max}$  désigne la contrainte verticale maximale normale à la base de la fondation ;

$\sigma_{min}$  désigne la contrainte verticale minimale normale appliquée au sol par la fondation.

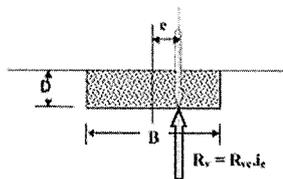


FIG. B3

#### B.4. Définition de la surface comprimée $S_{comp}$ et de la surface de référence $S_{ref}$

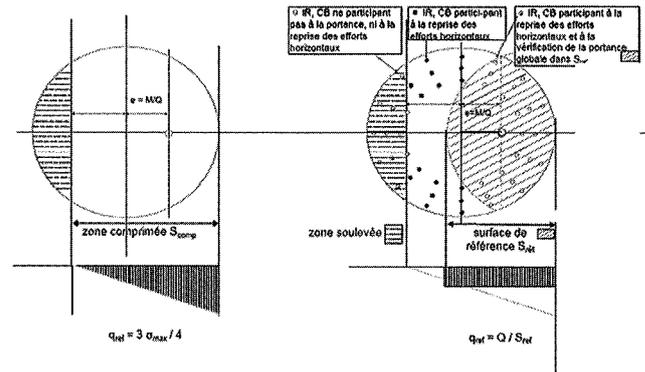


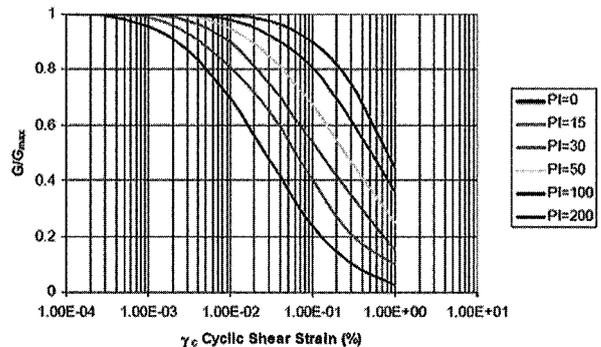
FIG. B4

## Annexe C

### Courbes de dégradation de G en fonction de la distorsion ; extraits PS92 donnant les ordres de grandeurs de $V_s$

#### C.1. Pour des matériaux argileux

Modulus Degradation Curve (Vucetic & Dobry, 1991)



Modulus Degradation Curve (Seed et al., 1984)

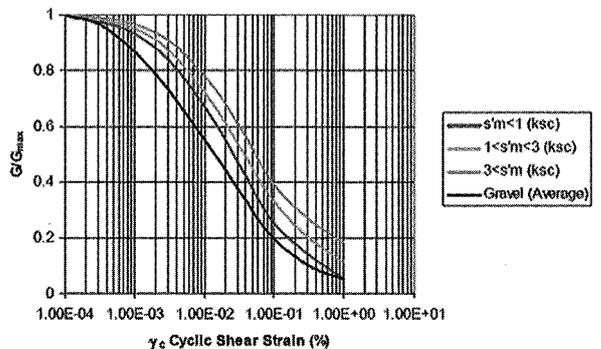


FIG. C1

## C.2. Pour des matériaux granulaires

Tableau 5.2.1 de la norme NFP 06013 [règles PS92].

Type de sol	Pénétromètre statique	SPT Nombre de coups	Pressiomètre		Resistance	Densité relative (%)	Indice de compression (Cc)	Vitesse des ondes de cisaillement (m/s)	Vitesse des ondes longitudinales	
	Resistance (MPa)		Module (MPa)	Pression limite (MPa)	Compression simple				Sous la nappe (m/s)	Hors nappe (m/s)
Rochers	Rochers sains et craies dures		100	5	10			800		2 500
Catégorie A	Sols granulaires compacts	15	30	20	2	60			1 800	800
	Sols de bonne à très bonne résistance ou marnes mécaniques	5		25	2	0,4	0,02	400		1 800
	Rochers afférés ou fracturés			50-100	2,5-5	1-10		300-800		400-2 500
Catégorie B	Sols granulaires moyennement compacts	5-15	10-20	6-20	1-2	40-60		150-400	1 500-1 800	500-800
	Sols de résistance mécanique moyenne	1,5-5		5-25	0,5-2	0,1-0,4	0,02-0,10			1 000-1 800
Catégorie C	Sols granulaires taches	5	10	6	1	40		150	1 500	500
	Sols de faible résistance mécanique	1,5	2	5	0,5	0,1	0,10			



## Bibliographie

### Reconnaissance géotechnique

- DTU 11.1. – Sondage des sols de fondation. *Revue française de géotechnique*, décembre 1968.
- XP P94-010 – Sols : reconnaissance et essais – Glossaire géotechnique – Définitions – Notations – Symboles. (Soils: investigation and testing. Geotechnical glossary – Definitions – Notations – Symbols), 24 p., 1996.
- Baguelin F. – Rapport du sous-comité Symboles, Unités, Définitions. *Comptes rendus du IX<sup>e</sup> congrès international de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Tokyo, 1977, p. 153-170.
- Park, C.B., Miller, R.D., Xia, J. – Multichannel analysis of surface waves: Geophysics, v. 64, n° 3, 1999, p. 800-808.
- LCPC – Paramètres de forage en géotechnique. Méthode d'essai ME79, 2010, 54 p.
- Norme NF P94-113 – Sols : reconnaissance et essais – Essai de pénétration statique. Soil: Investigation and testing – Cone penetration test, 1996, 16 p.
- Norme NF P11-300 – Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières, 1992, 21 p.
- Norme NF P94-074 – Sols : reconnaissance et essais – Essai à l'appareil triaxial de révolution, 1994.
- Norme NF P94-110-1 – Sols : reconnaissance et essais – Essai pressiométrique Ménard. Partie 1 : essai sans cycle. (Soil: Investigation and testing – Ménard pressure meter test – Part 1: Test without unload-reload cycle), 2000, 45 p.
- XP P94-110-2 – Sols : reconnaissance et essais – Essai pressiométrique Ménard – Partie 2 : essai avec cycle. (Soil: Investigation and testing – Ménard pressuremeter test – Part 2: Test with unload – Reload cycle) 1999, 8 p.
- NF P94-157-1 – Sols : reconnaissance et essais – Mesures piézométriques – Partie 1 : tube ouvert. (Soils: Investigation and testing. *In situ* pore pressure measurement. Part 1: Piezometric tube), 1996, 12 p.
- NF P94-157-2 – Sols : reconnaissance et essais – Mesures piézométriques – Partie 2 : sonde de mesure de pression interstitielle. (Soils: Investigation and testing. *In situ* pore pressure measurement. Part 2: Pore pressure meter) 1996, 16 p.
- NF EN ISO 22475-1 – Reconnaissance et essais géotechniques – Méthodes de prélèvement et mesurages piézométriques – Partie 1 : principes techniques des travaux. (Geotechnical investigation and testing – Sampling methods and groundwater measurements – Part 1: Technical principles for execution), 2007, 135 p.
- XP P94-202 – Sols : reconnaissance et essais – Prélèvement des sols et des roches – Méthodologie et procédures. Soil: investigation and testing. Soil sampling. (Methodology and procedures), 1995, 44 p.
- NF EN ISO 22476-3 – Reconnaissance et essais géotechniques – Essais en place – Partie 3 : essai de pénétration au carottier. (Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 3: Standard penetration test), 2005, 18 p.
- Techniques Louis Ménard – Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations. Brochure D60, 1965.
- Norme NF EN 1997-1 – Eurocode 7, calcul géotechnique, partie I : règles générales. (Eurocode 7 : geotechnical design – Part 1: General rules), 2005, 145 p.
- Norme NF EN 1997-1/NA – Eurocode 7 – Calcul géotechnique – Partie 1 : règles générales – Annexe nationale à la NF EN 1997-1:2005. (Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 1: General rules – National annex to NF EN 1997-1:2005), 2006, 10 p.
- Norme NF EN 1997-2 – Eurocode 7 : calcul géotechnique – Partie 2 : reconnaissance des terrains et essais. (Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing), 2007, 174 p.
- LCPC/SETRA – Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique. Fascicule I Principes généraux (2<sup>e</sup> éd.), Réf. D9233-1, LCPC, ISBN 2110857072, 2000, 98 p.
- LCPC/SETRA 2000. Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique. Fascicule II. Annexes techniques (2<sup>e</sup> éd.), Réf. D9233-2, LCPC, ISBN 2110857080, 102 p.
- Document Technique Unifié DTU 13.11 – Fondations superficielles (norme DTU P11-211). Contract bill for superficial foundations, contract bill of the special clauses, 1988, 14 p. + Modificatif 1 de 1997.
- Document Technique Unifié DTU 13.12 – Règles pour le calcul des fondations superficielles (norme DTU P11-711). Rules for the calculation of superficial foundations, 1988, 18 p.
- Norme P11-212 – DTU 13.2 – Travaux de bâtiment – Travaux de fondations profondes pour le bâtiment – Partie 2 : Cahier des clauses spéciales (Référence commerciale des normes P11-212 et NF P11-212-2), 1994, 86 p.
- Norme NFP 94-500 – Missions d'ingénierie géotechnique – Classification et spécifications, Geotechnical engineering missions – Classification and specifications, 2006, 38 p.
- MELT (Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports) – Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux, Fascicule n° 62, titre V « Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil ». Textes officiels, n° 93-3, 1993, 182 p. Cet ouvrage a également été édité par Eyrolles en 1999.
- Norme NF P03-100 – Critères généraux pour la contribution du contrôle technique à la prévention des aléas techniques dans le domaine de la construction. General criteria for the contribution of the technical inspection towards the prevention of technical risks in the construction field, 1995, 20 p.
- Durand F. – CFMS, oct. 2009.
- ### Éoliennes
- DIBT – Richtlinie für Windenergieanlagen. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin. Directive allemande sur le dimensionnement des éoliennes, 2004, 45 p.
- ISO 4354:1997 – Actions du vent sur les structures. Wind actions on structures, 1997, 52 p.
- Norme NF EN 61400-1 – Éoliennes-partie 1 : exigences de conception. (Wind turbines – Part 1), 2006, 93 p.
- Norme NF EN 1991-1-4/NA – Eurocode 1 : Actions sur les structures – Partie 1-4 : actions générales – Actions du vent – Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4:2005 – Actions générales – Actions du vent. (Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions – National annex to NF EN 1991-1-4:2005 – General actions – Wind actions), 2008, 42 p.
- NF EN 1991-1-4 – Eurocode 1 : actions sur les structures – Partie 1-4 : actions générales – Actions du vent. (Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: general actions – Wind actions), 2005, 124 p.
- Norme CEI 61400-2 – Aérogénérateurs – Partie 2 : exigences en matière de conception des petits aérogénérateurs. (Wind turbines – Part 2: Design requirements for small wind turbines), 2006, 188 p.
- NF EN 60034-14 – Machines électriques tournantes – Partie 14 : vibrations mécaniques de certaines machines de hauteur d'axe supérieure ou égale à 56 mm – Mesurage, évaluation et limites de l'intensité vibratoire. (Rotating electrical machines – Part 14: Mechanical vibration of certain machines with shaft heights 56 mm and higher – Measurement, evaluation and limits of vibration severity), 2004, 17 p.
- NF EN 60034-14/A1 – Machines électriques tournantes – Partie 14 : vibrations mécaniques de certaines machines de hauteur d'axe supérieure ou égale à 56 mm – Mesurage, évaluation et limites de l'intensité vibratoire. (Rotating electrical machines – Part 14: Mechanical vibration of certain machines with shaft heights 56 mm and higher – Measurement, evaluation and limits of vibration severity), 2007, 5 p.
- ### Autres références normatives
- NF X02-006 – Normes fondamentales. Le système international d'unités. Description et règles d'emploi – Choix de multiples et de sous-multiples. (Fundamental standards. The international systems of units. Description and rules for use. Choice of multiples and sub-multiples), 1994, 28p.
- ISO 2394: 1998 – Principes généraux de la fiabilité des constructions. (General principles on reliability for structures), 1998, 79 p.
- ISO 14688-1 et 14688-2.
- ISO 14689-1 et 14689-2.
- ### Articles
- Berthelot P., Lamadon Th. – Vérification des fondations d'éoliennes. Document Bureau Veritas Powerpoint. Stage CC 100 F, 28 nov. 2007, 50 p.
- Berthelot P., Lamadon Th. – Eoliennes. Reconnaissance géotechnique et principes de fondations. Document Bureau Veritas, nov. 2007, 16 p.

- Berthelot P, Frossard A., Glandy M. – Rigid inclusions: Calculation parameters and reception criteria for the distribution layer. ISSMGE, Mexico, 2006.
- Berthelot P., Durand F., Frossard A., Glandy M. – Dallages et modules de déformation des couches de sol ; application aux renforcements de sols par inclusions et analyse du comportement du matelas de répartition. 14<sup>e</sup> Congrès européen, Madrid, 2007.
- Berthelot P., Durand F., Glandy M. – Méthode analytique du comportement d'un matelas de répartition au-dessus d'inclusions rigides et supportant ou non une structure en béton. 15<sup>e</sup> Congrès européen, Athènes, 2011.
- Bustamante M., Grau Ph., Le Kouby A. – Cas des éoliennes. Document power-point présenté à la journée CFMS du 7/4/06 « sollicitations cyclique et fatigue des matériaux », 2006, 46 p.
- Faber T. – Offshore Wind Energy in Europe – Actual Situation and Future Developments. Proceedings of the Sixteenth International Offshore and Polar Engineering Conference, Lisbon, Portugal, July 1-6, 2007.
- Frank R. – Fondations profondes. Techniques de l'Ingénieur. C248, 1996, 45 p.
- Frank R., Zhao S.R. – Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins. Bull. Liaison Labo P. et Ch. n° 119, mai-juin 1982, p. 17-24.
- Frossard A., Glandy M. – Justification d'une fondation superficielle sur un sol renforcé d'inclusions. Annales ITBTP, février 2002.
- Houlsby G.T., Kelly R.B., Huxtable J., Byrne B.W. – Field trials of suction caissons in clay for offshore wind turbine foundations. Géotechnique 55, n° 4, 2005, p. 287-296.
- Sieffert J.G., Cevaer F. – Manuel des fonctions d'impédance. Fondations superficielles. Ouest Éditions, Presses académiques, 1992, 174 p.
- Textes législatifs**
- Décret n° 93-1164 du 11 octobre 1993 relatif à la composition du cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux et approuvant ou modifiant divers fascicules.
- Loi n° 2005-781 du 13 juillet 2005 de programme fixant les orientations de la politique énergétique.
- Décret 91-1147 relatif aux Demandes de Renseignements (DR) concernant les réseaux existants et la liste des concessionnaires.
- Contrôle technique**
- Article L. 111-23 du Code de la construction et de l'habitation, Partie législative, Livre I<sup>er</sup> : Dispositions générales. Titre I<sup>er</sup> : Construction des bâtiments. Chapitre I<sup>er</sup> : Règles générales. Section 7 : Contrôle technique. Modifié par ordonnance n° 2005-658 du 8 juin 2005 – art. 4 JORF 9 juin 2005.
- Article L. 111-24 à 26 du Code de la construction et de l'habitation.
- Article R 111-38 du Code de la construction et de l'habitation, Partie réglementaire, Livre I<sup>er</sup> : Dispositions générales. Titre I<sup>er</sup> : Construction des bâtiments. Chapitre I<sup>er</sup> : Règles générales. Section 7 : Contrôle technique. Sous-section 2 : Contrôle technique obligatoire. Modifié par Décret n° 2007-1327 du 11 septembre 2007 – art. 2 JORF 12 septembre 2007 en vigueur le 1<sup>er</sup> octobre 2008.
- Articles R 11-27 à 37 et 111-39 à 42 du Code de la Construction et de l'habitation.
- Décret n° 2007-1727 du 7 décembre 2007 relatif à l'extension du contrôle technique obligatoire à certaines constructions exposées à un risque sismique et modifiant le code de la construction et de l'habitation.
- Loi n° 7 8-12 du 4 janvier 1978 relative à la responsabilité et à l'assurance dans le domaine de la construction (loi Spinetta).
- Loi n° 2008-735 du 28 juillet 2008.
- Décret n° 78-1146 du 7 décembre 1978 – Agrément des contrôleurs techniques.
- NF P03-100 – Critères généraux pour la contribution du contrôle technique à la prévention des aléas techniques dans le domaine de la construction. General criteria for the contribution of the technical inspection towards the prevention of technical risks in the construction field, 1995, 20 p.
- Loi n° 83-440 du 2 juin 1983 Donnant force de loi à la 1<sup>re</sup> partie (législative) du code de la construction et de l'habitation et modifiant certaines dispositions de ce code. Art. 2 (V) (modification de la loi Spinetta).
- Séismes**
- Norme NF P06-013 – Règles de construction parasismique – Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92. Earthquake resistant construction rules. Earthquake resistant rules applicable to buildings, called PS 92, 1995, 218 p.
- Divers**
- Article 121-3 du Code pénal, Partie législative, Titre II : De la responsabilité pénale. Chapitre I<sup>er</sup> : Dispositions générales. Modifié par la loi n° 2000-647 du 10 juillet 2000, art. 1 JORF 11 juillet 2000.
- Article 1792-1 du Code civil, Livre III : Des différentes manières dont on acquiert la propriété. Titre VIII : Du contrat de louage, Chapitre III : Du louage d'ouvrage et d'industrie. Section 3 : Des devis et des marchés.
- Article 2270 du Code civil (au sujet de la garantie décennale).
- Décret n° 95-20 du 9 janvier 1995 pris pour l'application de l'article L. 111-11-1 du code de la construction et de l'habitation et relatif aux caractéristiques acoustiques de certains bâtiments autres que d'habitation et de leurs équipements.
- Décret n° 2007-1327 du 11 septembre 2007 relatif à la sécurité et à l'accessibilité des établissements recevant du public et des immeubles de grande hauteur, modifiant le code de la construction et de l'habitation et portant diverses dispositions relatives au code de l'urbanisme.
- Loi n° 85-704 du 12 juillet 1985 relative à la maîtrise d'ouvrage publique et à ses rapports avec la maîtrise d'œuvre privée.
- Loi n° 2003-699 du 30 juillet 2003 relative à la prévention des risques technologiques et naturels et à la réparation des dommages.
- Décret n° 2004-554 du 9 juin 2004 relatif à la prévention du risque d'effondrement de cavités souterraines et de marnières et modifiant le décret n° 90-918 du 11 octobre 1990 relatif à l'exercice du droit à l'information sur les risques majeurs.
- Article L. 241-1 et 2 – Code des assurances sur l'assurance de responsabilité obligatoire des travaux de bâtiment.
- Article L. 242-1 et 2 – Code des assurances sur l'assurance de dommages obligatoire des travaux de bâtiment.
- Article L. 243-1 à 8 – Code des assurances sur l'assurance obligatoire des travaux de bâtiment.
- Code de l'environnement – Partie législative – Livre V : Prévention des pollutions, des risques et des nuisances. Titre V : Dispositions particulières à certains ouvrages ou installations. Chapitre III : Éoliennes.
- Autres documents**
- Philipponnat G. – Paramètres dynamiques du sol. Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles, 1997, p. 379-382.
- Baugrunddynamik – DGGT, Berlin, 2002.
- Grundbau-Taschenbuch (Part 1, chapter 1.8, section 4.2, picture 38).
- Cahiers des charges techniques particuliers des différents constructeurs.
- Combarieu O. – Calcul d'une fondation mixte, semelles-pieux, sous charge verticale centrée – Note d'information technique LCPC, 1988.
- Annales Bâtiment Travaux Publics « Soulèvement de fondation », oct.-nov. 1998.
- CFMS (Comité Français de Mécanique des Sols et de géotechnique) – Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement. Revue française de géotechnique n° 111, 2011, 16 p.
- USG – Recommandations sur les investigations géotechniques pour la construction. Le Moniteur n° 5325 – 16 décembre 2005. XP P 94-010 (1996), Sols : reconnaissance et essais – Glossaire géotechnique – Définitions – Notations – Symboles, décembre, AFNOR.
- NF X02-006 – Normes fondamentales. Le système international d'unités. Description et règles d'emploi – Choix de multiples et de sous-multiples, 1994.
- AFNOR – Présentation des rapports. Recommandation aux auteurs, 1991, 4 p.
- Forage (NFP 94-500) : réalisation d'une excavation linéaire avec un outil et un procédé spécifiques aux techniques de percement.
- Sondage (NFP 94-500) : exploration locale et méthodique d'un terrain à partir d'une excavation, d'un trou de forage, de la pénétration d'une sonde ou de l'utilisation de techniques physiques non ou peu destructives, pour en déterminer la nature, la structure ou effectuer des mesures de propriétés physiques ou chimiques, mécaniques ou hydrauliques.

# Recommendations for the design, calculation, installation and inspection of wind-turbine foundations

## Members of the Working Group "Wind turbine foundations"

### *Chair*

Berthelot Patrick      Bureau Veritas

### *Secretaries*

Glandy Michel      Soletanche-Bachy-Pieux

Lamadon Thierry      Bureau Veritas

### *Authors*

Aguado Pascal      Apave

Carpinteiro Luis      Socotec

Dano Christophe      Ecole Centrale Nantes

Durand Daniel      Bureau Veritas

Durand Frédéric      Fugro

Gauthey J-Robert      Spie Fondations

Jandel Eric      Fondasol

Lambert Serge      Keller

Martin Alexander      CTE

Plomteux Cyril      Ménard

Thorel Luc      LCPC

### *With contribution from*

Antoinet Eric      Antéa

Bersch Matias      CTE

Bourne Gilles      Alios

Bretelle Sylvie      Cathie-Associates

De Muynck Pascale      EDF-EN

Denois Thierry      EDF-EN

Le Kouby Alain      LCPC

Liausou Philippe      Ménard

Mazaré Bruno      Egis

Pal Olivier      Eiffage

Reboul Michaël      Terrasol

### *With recommendations from*

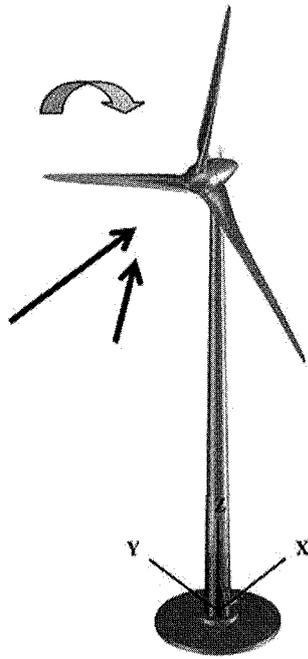
Marburger      Nordex

Niedermowwe Nills      Enercon

Puech Alain      SOLCYP

Remillon Vincent      Repower

Schacknies Meik      Enercon



## Notations and Units

### Latin Notations

Notation	Description	Unit
$A_p$	Cross-section of inclusion or column	[m <sup>2</sup> ]
$A_{sw}$	Surface area of shear force reinforcement	[m <sup>2</sup> ]
$B$	Foundation width "compressed soil"	[m]
$c$	$= 2/n/\theta_2/K_{pv}/\theta_2 K_{ph} \theta_1 lo^3$	
$C'$	Effective cohesion	[Pa]
$C_{max}$	Ratio taking required concrete consistency into account	
$d$	$d = 1 - n c/(1 + n c)$	
$d_x$	Solid grain diameter at x percent passing	[m]
$d_1$	Failure mechanism length	[m]
$d_2$	Failure mechanism length	[m]
$e$	Vertical load eccentricity = $M/V$	[m]
$E$	Young's modulus (for deformations between $10^{-3}$ and $10^{-4}$ )	[Pa]
$E_c$	Spherical modulus (Ménard)	[Pa]
$E_d$	Deviatoric modulus (Ménard)	[Pa]
$E_{eq}$	Equivalent deformation modulus	[Pa]
$E_{max}$	Young's modulus for deformation of about $10^{-6}$	[Pa]
$E_{oed}$	Oedometric modulus	[Pa]
$E_{yst}$	Young's modulus for deformation of about $10^{-2}$	[Pa]
$E_M$	Modulus determined from a standardized Ménard pressuremeter test	[Pa]
$E_{mEq}$	Harmonic mean $E_M$	[Pa]
EV1	Plate loading test: modulus of the first load	[Pa]
EV2	Plate loading test: modulus of the second load	[Pa]

$E_y$	Young's modulus for rigid-component material	[Pa]
$f_c^*$	Characteristic value for concrete or grout strength	[Pa]
$f_{cd}$	Inclusion compressive design strength	[Pa]
$f_{cj}$	Compressive strength of rigid component material	[Pa]
$f_{ck}$	Characteristic concrete compressive strength measured on cylinders at 28 days	[Pa]
$f_{ck}(t)$	Characteristic concrete compressive strength measured on cylinders at time t	[Pa]
$f_{ck}^*$	Characteristic inclusion concrete, grout or mortar compressive strength	[Pa]
$f_{ct}$	Concrete tensile strength	[Pa]
$f_{ctd}$	Concrete design tensile strength	[Pa]
$f_{ctk0.05}$	5% fractile of characteristic concrete tensile strength	[Pa]
$f_{ctm}$	Mean value for concrete direct tensile strength	[Pa]
$f_{cvd}$	Concrete shear and compressive design strength	[Pa]
$f_{gwd}$	Steel design strength ( $= f_g/\gamma_s$ ) at ULS	[Pa]
$f_s$	Local unit sleeve friction (using CPT)	[Pa]
$f_e$	Material elastic limit for metal inclusions	[Pa]
$F_{water}$	Vertical heave force exerted on foundation slab by water	[N]
$F_z$ or $V$	Vertical compressive force exerted on foundation slab	[N]
$F_{zULS}$	Compression	[N]
$F_{zmin}$	Minimum vertical compressive load transmitted to soil by the footing	[N]
$\gamma$ or $\gamma_0$	Earth's gravity acceleration	[m/s <sup>2</sup> ]
$G$	Shear modulus (for deformations between $10^{-3}$ and $10^{-4}$ )	[Pa]
$G_{coldyn}$	Shear modulus at $10^{-4}$ in stone columns	[Pa]
$G_{eq}$	Equivalent shear modulus of the soil-column system for deformation from $10^{-3}$ to $10^{-4}$	[Pa]
$G_{max}$	Shear modulus at $10^{-6}$ distortion	[Pa]
$G_{dyneq}$	Equivalent dynamic shear modulus	[Pa]
$G_{soildyn}$	Shear modulus at $10^{-4}$ in soil around stone columns	[Pa]
$h$	Foundation slab embedding depth	[m]
$H_1$	Minimum footing downward displacement	[m]
$H_1$	Failure mechanism length	[m]
$H_2$	Maximum footing downward displacement	[m]
$h_2$	Failure mechanism length	[m]
$h_i$	Shear force in head of imaginary platform column to the right of the inclusion	[N]
$h_r$	Minimum load transfer platform thickness	[m]
$h_s$	Shear force applied to load-transfer platform in footing underside	[m]
$H$	Horizontal stress exerted on foundation slab	[N]
$H_{ULS}$	Horizontal stress exerted on foundation slab at ULS	[N]
$H_{plat}$	Load-transfer platform thickness	[m]
$i_g, i_p, i_e$	Correction factors for a shallow foundation	
$i_{sp}$	Bearing reduction factor, the combination of an inclined load and a slope	
$I$	Footing inertia	[m <sup>4</sup> ]
$I$	Pile inertia	[m <sup>4</sup> ]
$I$	Rigid inclusion inertia	[m <sup>4</sup> ]

J	$n \varnothing_z^2 / 8$	[m <sup>2</sup> ]
k <sub>1</sub>	Boring method function coefficient	[-]
k <sub>2</sub>	Slendering function coefficient	[-]
k <sub>3</sub>	Type of structure function coefficient	[-]
k <sub>c</sub>	Bearing ratio	[-]
k <sub>p</sub>	Bearing ratio	[-]
k <sub>v</sub>	Vertical stiffness	[N/m <sup>2</sup> /m]
K <sub>ph</sub>	Horizontal stiffness of inclusion or pile head	[N/m]
K <sub>pv</sub>	Vertical stiffness of inclusion or pile	[N/m]
K <sub>x</sub> K <sub>y</sub> K <sub>z</sub>	Minimum required horizontal thickness for foundation slab according to axes xx, yy and zz	[N/m]
K <sub>h</sub>	Foundation reaction coefficient	[N/m]
K <sub>s</sub>	Soil stiffness	[N/m]
K <sub>v</sub>	Soil vertical stiffness	[N/m]
K <sub>vs</sub>	Static vertical stiffness K <sub>vs</sub> = q/w	[N/m]
K <sub>φ</sub>	Rotational stiffness	[Nm/rad]
K <sub>φCT</sub>	ST (Short-term) rotational stiffness	[Nm/rad]
K <sub>φLT</sub>	LT (Long-term) rotational stiffness	[Nm/rad]
K <sub>φNS</sub>	Rotational stiffness when foundation slab is not heaved	[Nm/rad]
K <sub>φ,dyn</sub>	Rotational stiffness for small deformations (from 10 <sup>-5</sup> to 10 <sup>-3</sup> )	[Nm/rad]
L	Foundation length (inclusion, pile or stone column)	[m]
l <sub>o</sub>	Transfer length	[m]
M	Overturning moment applied on foundation slab	[Nm]
M <sub>i</sub>	Maximum moment in pile head	[Nm]
M'	= M <sub>xy</sub> - n . M <sub>i</sub>	[Nm]
M <sub>ULS</sub>	Moment at ULS	[Nm]
M	Overturning moment	[Nm]
m'	= (n-1)/n	[-]
n	Porosity	[-]
n	Improvement factor = $\sigma_{\text{appl}} / \sigma_{\text{soil}}$	
n	Number of columns under reference surface S <sub>ref</sub>	[-]
n	Number of inclusions or piles	[-]
N <sub>c</sub>	Cohesion resistance	[-]
N <sub>q</sub>	Depth resistance	[-]
p <sub>f</sub>	Boring pressure	[Pa]
p <sub>l</sub>	Pressuremeter limit pressure	[Pa]
p <sub>l*</sub>	Pressuremeter net limit pressure	[Pa]
p <sub>lci</sub>	Design limit pressure p <sub>lci</sub> = p <sub>li</sub> * [(1+α <sub>q</sub> ) <sup>2</sup> ]	[Pa]
p <sub>le</sub>	Equivalent limit pressure	[Pa]
p <sub>le*</sub>	Equivalent net limit pressure	[Pa]
p <sub>li</sub>	Limit pressure measured in "l" section	[Pa]
p <sub>lmax</sub>	Maximum measured limit pressure	[Pa]
p <sub>lmin</sub>	Minimum measured limit pressure	[Pa]

$q$	$K_{vs} = q/w$	[Pa]
$q'_0$	$= \rho' \times \gamma \times z$	[Pa]
$q_1$	Stress in load-transfer platform underside (to the right of the inclusion)	[Pa]
$q_2$	Stress in load-transfer platform underside (to the right of the soil)	[Pa]
$q_a$	Stress in stone columns	[Pa]
$q'_{app}$	Mean stress applied to soil over mesh	[Pa]
$q_c$	Tip resistance (or cone resistance)	[Pa]
$q_{ce}$	Equivalent tip (or cone) resistance	[Pa]
$q_{cci}$	"i" section design tip resistance	[Pa]
$q_{ci}$	"i" section tip resistance	[Pa]
$q_{cEq}$	Harmonic mean of $q_c$	[Pa]
$q_{cm}$	Mean tip resistance	[Pa]
$q_{col}$	Stress in columns	[Pa]
$q_d$	Tip resistance with dynamic penetrometer	[Pa]
$q_{plat}$	Allowable stress in load transfer platform at inclusion head level	[Pa]
$q_p$	Soil bearing capacity under footing	[Pa]
$q_p$	Stress transmitted to inclusion by load-transfer platform	[Pa]
$q_{p,i}$	Inclusion tip unit resistance	[Pa]
$q_r$	Vertical failure stress $q_r$ of an isolated column	[Pa]
$q_{re}$ and $q_{rp}$	See definitions § 5.4 in the "Recommandations colonnes ballastées du CFMS (2011)" (stone-column recommendations)	[Pa]
$q_{ref}$	Maximum stress applied on soil	[Pa]
$q_{refSLS}$	SLS design stress	[Pa]
$q_{refULS}$	ULS design stress	[Pa]
$q_s$	Ultimate unit skin friction	[Pa]
$q_s$	Stress under footing	[Pa]
$q_s$	Stress transmitted to compressible soil by loadtransfer platform	[Pa]
$q_{s,i}$	Failure stress under footing	[Pa]
$q_{soil}$	Overall soil bearing capacity (for stone columns)	[Pa]
$Q_{col}$	Maximum stress value in stone column	[N]
$Q_i$	Load value for imaginary column in loadtransfer platform to the right of the inclusion	[N]
$Q_{max}$	Maximum vertical compressive force in the vertical rigid component, induced by overturning moment	[N]
$Q_p$	Vertical load per inclusion under central load	[N]
$Q_{sem}$	Compressive load applied to the soil on footing underside	[N]
$r$	Radius of equivalent circular foundation slab with same section as wind-turbine foundation slab	[m]
$r^*$	Radius of equivalent circular foundation slab with same section as completely compressed surface area	
$R_b$	Inclusion tip bearing	[N]
$R_f$	Friction ratio	[-]
$R_s$	Inclusion friction bearing	[N]
$s_t$	Coil to coil spacing	[m]
$s$	Settlement	[m]
$S$	Pile full section	[m <sup>2</sup> ]
$S_{col}$	Column compressed section	[m <sup>2</sup> ]

$S_{comp}$	Real compressed section under footing	[m <sup>2</sup> ]
$S_d$	Ground slab cross section	[m <sup>2</sup> ]
$S_{sem}$	Total surface area of footing	[m <sup>2</sup> ]
$S_{mesh}$	Mesh surface area	[m <sup>2</sup> ]
$S_r$	Saturation level	[-]
$S_{ref}$	Compressed surface area of half-moon	[m <sup>2</sup> ]
$T(z)$	Mobilizable friction	[N]
$v$	See $J/v$ and equals $\Phi_z/2$	[m]
$V_i$	Maximum shear force in rigid inclusion	[m/s]
$V_p$	Compression wave velocity (called primary)	[N]
$V_{Rd,s}$	Allowable shear force of a pile or rigid inclusion at SLS, according to steel installed	[N]
$V_{rdmax}$	Allowable shear force of a pile or rigid inclusion at SLS, according to concrete strength	[m/s]
$V_s$	Shear wave velocity (called secondary)	[m]
$w_c$	Spherical settlement	[m]
$w_d$	Deviatoric settlement	[m]
$W$	Total settlement under central load	[m]
$W$	Water content	[-]
$w_r(z)$	Relative settlement	[m]
$w_s(0)$	Footing downward displacement	[m]
$Y'$	Inclusion or footing rotation	rd
$y_{max}$	Maximum footing downward displacement	[m]
$(z)$	Depth, variable of functions $w(z)$ , $t(z)$	[m]
$z$	Lever arm	[m]

## Greek notations

Notation	Description	Unit
$\alpha$	Structural coefficient (Fascicle 62, Ménard, = $E_M/E$ )	[-]
$\alpha$	Hoop incline	
$\alpha_{cw}$	EC2 coefficient	
$\alpha_1$	= $E_{oed}/\sigma_{cr}$	[-]
$\alpha_2$	= $\sigma_{max}/\sigma_{moy}$	[-]
$\alpha_i$	Between 0 and 1.5	
$\alpha$	Cover ratio of soil reinforced with rigid inclusions, equal to ratio of area covered by inclusion heads to total surface area treated	
$\alpha_{cc}$	Coefficient depends on whether or not reinforcements are present	
$\alpha_{cpl}$	EC2 coefficient dependent on whether or not reinforcements are present	
$\beta$	Incorporation ratio for stone column reinforcements, equal to ratio of area covered by inclusion heads to total surface area treated = $A_{col}/S_{mesh}$	[-]
$\beta$	Reduction coefficient applied to rotational stiffness, according to percentage compressed surface area	[-]
$\beta_1$	Reduction coefficient applied to rotational stiffness, according to percentage compressed surface area $K_\phi/K_{\phi NS}$	[-]
$\delta$	Friction angle between footing and soil	[rad]

$\varepsilon$	Deformation per unit length ( $\Delta l/l$ , $\Delta l$ displacement towards component 1)	%
$\emptyset$	Equivalent diameter of foundation slab	[m]
$\emptyset_1$	Diameter of inclusion, pile or stone column	[m]
$\emptyset_2$	Diameter of circle where the most eccentric inclusions are located	[m]
$\Phi$	Rotation angle of wind turbine around a horizontal axis	[rad]
$\varphi'$	Effective friction angle	[°]
$\varphi_c$	Stone column friction angle	[°]
$\varphi_{eq}$	Equivalent friction angle	[°]
$\varphi'_R$	Residual friction angle	[°]
$\varphi_s$	Soil friction angle	[°]
$\gamma$	Angular distortion or deformation ( $2 \Delta\alpha$ or $2 d t / l$ , $d t =$ perpendicular displacement) (not to be confused with safety factors)	%
$\gamma_B$	Safety factor on inclusion tip	[-]
$\gamma_c$	Partial factor on inclusion material	
$\gamma_{load-transfer platform}$ OR $\gamma_{plat}$	Safety factor on load transfer platform at punching	[-]
$\gamma_s$	Safety factor on inclusion friction	[-]
$\gamma_{st}$	Safety factor on footing/soil friction	[-]
$\gamma_{soil}$	Safety factor on soil bearing under footing	[-]
$\gamma_\varphi$	Safety factor on friction angle	
$\nu$	Poisson's ratio	[-]
$\nu_{Eq.}$	Equivalent Poisson's ratio for soil reinforced with stone columns or rigid inclusions	[-]
$\sigma_{clim}$	Ultimate design compressive strength	[Pa]
$\sigma_{col}$	Vertical compressive strength in stone column	[Pa]
$\sigma_{cp.}$	Mean compressive stress in inclusion	[Pa]
$\sigma_i$	Compressive stress in imaginary column surmounting inclusion or column	[Pa]
$\sigma'_{plat}$	Punching strength	[Pa]
$\sigma_{max}$	Maximum soil stress under footing	[Pa]
$\sigma_{min}$	Minimum soil stress under footing	[Pa]
$\sigma_{moy}$	$Fz/S_{sem}$	[Pa]
$\sigma_s$	Vertical compressive stress outside of inclusion or column	[Pa]
$\theta$	Diffusion angle of rods	[Pa]
$\tau_{cp}$	Shear stress	[Pa]
$\tau_{Rl}$	Shear stress in imaginary column above inclusion or column	[Pa]
$\tau_s$	Shear stress outside of inclusion or column	[Pa]

## Acronyms

Acc	Accidental
AGAP	<i>Assurance qualité des prestations de services en Géophysique APpliquées</i> (French standards for best practices in applied geophysics)
ANR	French National Research Agency (in French: <i>Agence nationale de la recherche</i> )
ASIRI	<i>Amélioration des Sols par Inclusions Rigides</i> (French national project for soil improvement using rigid inclusions, <a href="http://www.irex-asiri.fr">www.irex-asiri.fr</a> )
CBR	Californian Bearing Ratio
CCH	<i>Code de la Construction et de l'Habitation</i> (French construction and housing code)
DLC	Design Load Case (Standard NF EN 61-400)
DTU	<i>Document technique unifié</i> (technical unified document)
F	Fundamental
DR	Request for Information (in French: <i>Demande de Renseignements</i> )
ERP	Public Access Building (in French: <i>Etablissement recevant du public</i> )
LT	Long-term
MASW	Multichannel Analysis of Surface Wave
NS	Not heaved (in French: <i>Non soulevé</i> )
OPM	Optimum Modified Proctor
PLU	Local Urban Development Plan (in French: <i>Plan local d'urbanisme</i> )
PPR	Risk Prevention Plan (in French: <i>Plan de prévention des risques</i> )
PSV	Vertical Seismic Profile (in French: <i>Profil sismique vertical</i> )
[Q]	Survey/test providing qualitative information to complement other tests (see <i>USG Recommendations sur les investigations minimales</i> )
QP	Quasi permanent
R	Rare
[R]	Survey/particularly well-adapted survey (see <i>USG Recommendations sur les investigations minimales</i> ) to plan in priority.
RI	Rigid inclusion
SLS	Serviceability limit state
SC	Stone column (in French: <i>CB, Colonne Ballastée</i> )
SOLCYP	<i>SOLlicitations CYcliques des Pieux</i> (French national and ANR research project) <a href="http://www.pnsolcyp.org">www.pnsolcyp.org</a>
ST	Short-term
ULS	Ultimate limit state
ZIG	Geotechnical zone of influence (in French: <i>Zone d'influence géotechnique</i> )

## Background

In accordance with the national foreword to the Eurocode 7 Recommendations, Part 1 and § A.P.1 (1), readers are reminded that during “the transition period required for all of these European standards... members of the CEN (European Committee for Standardization) are permitted to maintain their own previously adopted national standards”.

In addition, Eurocode 7 (Standard NF EN 1997-1, 2005, Part 2 on “The Bases for Geotechnical Calculation” § 2.1 (21) specifies that wind turbines belong to the category of “very large and unusual structures” and therefore fall within Geotechnical Category 3, “which should usually be subject to rules and procedures other than those found in this standard.” These recommendations apply to the design and inspection of wind turbine foundations and can be included among “other” alternative rules and procedures.

The initiatives taken regarding the design, calculation, installation and inspection of wind turbine foundations are based on current regulations, and on additional procedures included in this document that take account of the specific features of this type of structure.

These recommendations will be updated according to feedback based on experience, in view of expected advances in: knowledge of real soil stresses (via wind-turbine instrumentation), behavior of foundations under cyclic loads (progress made by the SOLCYP project on the behavior of piles subject to cyclic loads), application of Eurocode standards, and the ASIRI research project on soil improvement using rigid inclusions.

## 1

## Introduction

### 1.1

### Wind turbine types and definitions

Wind turbines are devices that convert kinetic energy from the wind into mechanical energy. They are usually categorized mainly according to their height, location, and their rotor diameter, which is linked to how much power they produce.

#### 1.1.1

#### Mainly on-shore wind turbines higher than 12 meters

These recommendations concern on-shore horizontal-axis wind turbines (HAWT) pointed either upwind (with their rotor blades on one side of the tower pointed forward into the wind) or downwind. They apply to wind turbines used for industrial purposes, on which the rotor’s axis of rotation is located more than 12 meters above the platform. Use of these recommendations is not justified for verifying domestic wind turbines less than 12 meters high.

The terms “wind turbine” (the preferred term), “aerogenerator” and “wind mill” all designate a machine with the following components:

#### 1.1.1.1

#### Rotor

The rotor is composed of a set of turbine blades and a low-speed rotor shaft. The rotor is the component that directly receives wind energy, and is connected to the high-speed shaft in the nacelle by the rotor hub.

#### 1.1.1.2

#### Nacelle

The nacelle is located at the top of the wind turbine and houses the components generating electrical energy, as well as other components (generator, gearbox, brake, coolers, etc.).

#### 1.1.1.3

#### Tower or main shaft

The tower is part of the turbine that supports the nacelle and the rotor. It is built sufficiently high to enjoy the best wind conditions and ensure free movement of the blades. Towers may be guyed, supported by a lattice (for small wind turbines), or cylindrical. This document relates to non-guyed cylindrical towers only. The support system designates both the tower and the foundation.

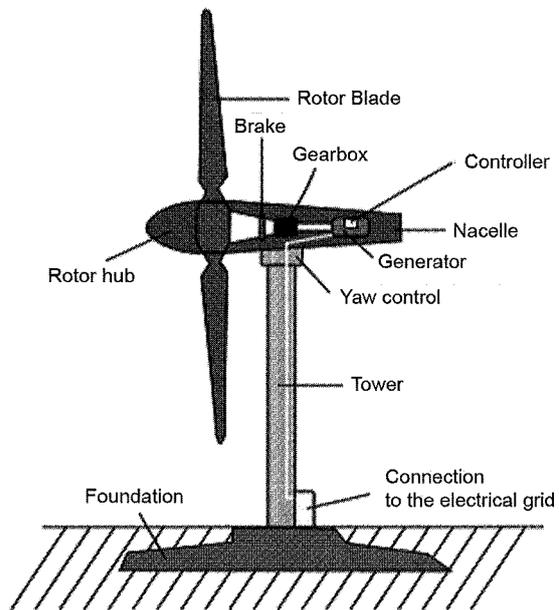


FIG. 1 Schematic diagram of a wind turbine.

#### 1.1.1.4

#### Foundation system

The foundation system includes the upper part of the base, which links the tower to the foundation elements transferring loads to the soil. In this document, the foundation types discussed include:

- Shallow foundations (gravity-base), see § 5.2;
- Shallow foundations on soil reinforced with stone columns, see § 5.3;
- Shallow foundations on soil reinforced with rigid inclusions, see § 5.4;
- Deep pile foundations, see § 5.5;
- “Hybrid” or “composite” foundations, see § 5.6.

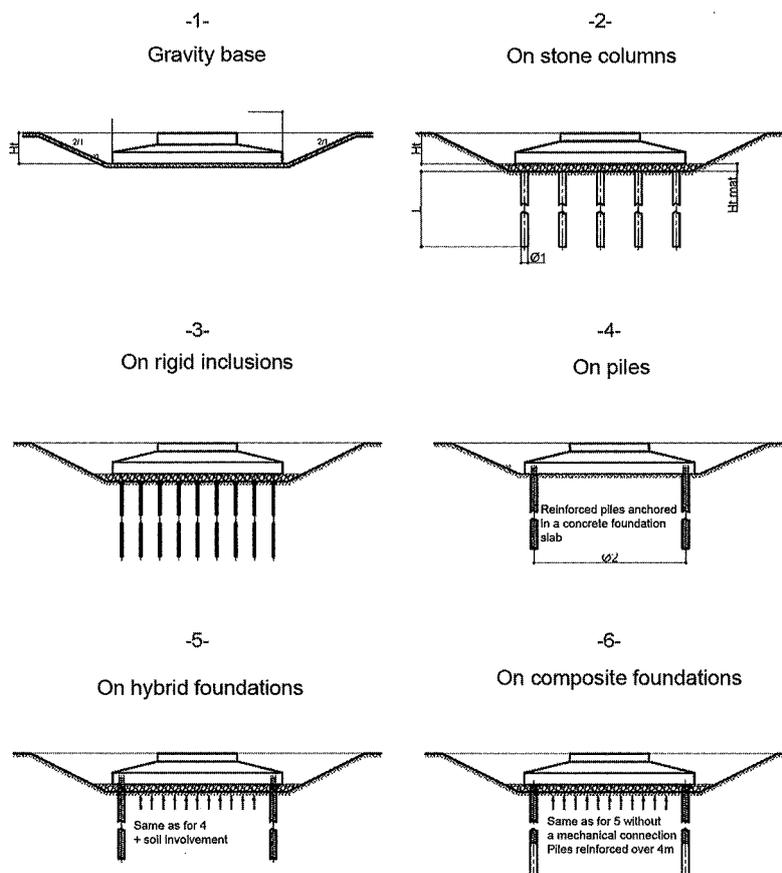


FIG. 2 Schematic diagram of different foundation types.

1.1.2

Off-shore wind turbines

Special studies must be carried out for off-shore wind turbines, to take into account the specific forces that act on the structure (swell waves, ship impacts, ice, etc.) and geotechnical conditions specific to the marine environment. Such studies are not addressed in these recommendations.

1.1.3

Wind turbines shorter than 12 meters

The recommendations in this document are not intended for wind turbines shorter than 12 meters. In France, this type of wind turbine is not subject to the same urban development code, even though it is still necessary to obtain a construction permit and respect certain procedures and current laws.

In most cases, these wind turbines are for home use and, given their dimensions, they are considered more akin to appliances such as lamps, candelabras, signs, etc.

1.1.4

Folding guyed wind turbines

The purpose of folding guyed wind turbines is to limit structural damage during tropical storms, hurricanes or tornados. They are found most often in areas most affected by this kind of climatic phenomena (such as the West Indies, Réunion, etc.) and must be subject to special studies.

1.1.5

Wind farms, wind turbine fields and groups

The term "wind farm" (also referred to as a wind turbine "park", "field" or "wind power plant") refers to a group or several groups of wind turbines concentrated in a limited geographic area with the same contractor and electricity provider. In this document, "wind farm" is used to refer to wind turbine farms, parks and fields in a given area. In contrast, the term "wind turbine group" will be used to refer to a set of wind turbines built in an area that is homogenous from a geotechnical and geological perspective (soil type, stratigraphy, mechanical properties, etc.).

1.2

Field of application for these recommendations

This document concerns on-shore wind turbines over 12 meters high only, either average size (with a rotor diameter of between 12 and 60 meters), or "giant" (with a rotor diameter greater than 60 meters). The recommendations do not apply directly to:

- Off-shore wind turbines;
- Guyed wind turbines.

For wind turbines located in earthquake-prone areas, studies must be carried out to take this risk into account. This document does not address this issue.

## Definitions of general relevance

### Site Data

Site data includes environmental information and data on seismic risks (not addressed in this document), the soil, and the electrical network for a given wind turbine site. The wind data should be statistics based on 10-minute samples, unless specified otherwise.

### Environmental Conditions

Environmental conditions are factors such as wind, altitude, temperature, and humidity that can affect the behavior of a wind turbine.

### External Conditions

These factors include all those that affect the working of a wind turbine, including environmental conditions (temperature, snow, ice, etc.), and also the state of the electrical network. Wind conditions are the main external factor that must be taken into account for structural integrity. Soil properties are particularly important for wind turbine foundation design.

### Environmental Constraints

For the purpose of these recommendations, environmental constraints are those identified by French law regarding preventative measures against natural disasters (referred to as PPR and appended to the *Plans Locaux d'Urbanisme*, or PLU) as defined by the French Environmental Code (Article L562-1). The purpose of these measures is to reduce the vulnerability of individuals and property. The risks to be assessed include flooding, earthquakes (not addressed in this document), ground movement, forest fires, and avalanches, etc.

## References

See Appendix F for a complete list of sources and standards cited in this document.

## Regulatory framework

Since October 1, 2008, Article R111-38\* of the French Construction and Housing Code now includes a sixth point concerning the technical inspection of wind turbines whose tower and nacelle are more than 12 meters above the soil. These structures are covered by French Law 78-12 (January 4, 1978) dealing with legal responsibility and insurance for construction and

building. This law known as the "Spinetta Law" was amended by Law 2008-735 (July 28, 2008) and applies to the whole of France and its territories.

*Comment: As specified by Article L111-23 of the Construction and Housing Code, which identifies structures legally subject to technical inspection.*

### Principles of the Spinetta Law

France's Spinetta Law includes three sections whose main principles are the following.

#### Title I: All contractors are subject to decennial liability for their works

The term "contractor" may designate:

- Architects, entrepreneurs, technicians, or other individuals bound to the contracting authority through a labor or service contract (*locatio operis*);
- Any individual bound to the contracting authority through a labor or service contract (*locatio operis*);
- Any individual who sells a completed structure which s/he has built or has had built;
- Any individual who, although acting as an agent for the building owner, performs similar duties to a contractor.

#### Title II: Building construction technical inspection

At the contractor's request, a technical supervisor provides opinions on technical problems or issues as part of a binding legal agreement with the contractor.

In particular, these opinions relate to structural stability and human safety.

At each stage of the construction process, the technical supervisor critically inspects the documents submitted to him or her and ensures that technical verifications under the builders' responsibility are carried out satisfactorily. Technical inspection is a legal requirement for certain types of constructions specified in Article R111-38 of the French Construction and Housing Code and Article 2 of Decree 2007-1327 (September 11, 2007), which includes wind turbines "whose tower and nacelle are more than 12 meters above the soil".

#### Title III & Title IV: Mandatory insurance for construction works

All natural persons and legal entities subject to decennial liability according to Article 1792 and subsequent articles of the French Civil Code must be insured. Any natural person or legal entity that has "construction works" carried out in its capacity as a construction owner must take out insurance guaranteeing coverage for all reparation work to any damage, excluding efforts to seek liability, before the start of construction works.

## Reference standards

## 2.2.1

### Standard NF EN 61400-1 (June 2006)

European Standard NF EN 61400-1: 2005 (Wind Turbines: Design Requirements) specifies design requirements for wind turbines, especially those associated with load cases. It is not intended to give requirements for wind turbines installed offshore, in particular for the support structure (the components of a wind turbine including the tower and foundation as defined in § 3.49 of this standard).

Wind turbine foundation design should enable the structure to:

- Withstand vertical, horizontal, static and transient stresses resulting from the wind turbine itself, its operation, wind conditions, and from potential earthquakes (not addressed in this document);
- Have total and differential settlement compatible with the wind turbine's safe operation.

The expected life span at design for Class I, II and III wind turbines (in normal onshore wind conditions) must be at least 20 years (§ 6.2 NF EN 61400-1). They are subject to a European "Machinery" directive and CE marking. The concept of machinery is very wide and covers wind turbine towers.

## 2.2.2

### Standard NF P 94-500 (December 2006)

Wind-turbine foundation design requires appropriate geotechnical studies, namely knowledge of loads, and correct estimates of stresses and settlement, which must be calculated in geotechnical engineering studies as detailed in the French Standard NF P 94-500. Geotechnical studies must also be conducted to assess soil properties for a given site with reference to locally available construction standards and regulations.

## 2.2.3

### Standards for foundation calculations

The foundations typically used are either shallow or deep. Soil improvement or reinforcement procedures are also usually carried out. Calculation recommendations for foundations depend on whether they are shallow or deep. In France, the current reference documents<sup>(1)</sup> are:

- Fascicle 62, Title V (MELT, 1993);
- Specific approved specifications;
- "Recommendations for the design, calculation, construction and supervision of stone columns under buildings and structures subject to settlement" by the *Comité Français de Mécanique des Sols* (CFMS, the French committee for soil mechanics), 2011 and referred to in this document as the "CFMS Stone-Column Recommendations";
- A technical information note by O. Combarieu: "Calcul d'une fondation mixte semelle-pieux sous charge verticale centrée" (calculation of a hybrid footing-pile foundation under a central vertical load).

<sup>(1)</sup> Pending publication of Eurocode 7 (NF EN 1997-1 & NF EN 1997-1/NA) on geotechnical calculations.

*Comment: the national implementation standard of Eurocode 0 (NF EN 1990-1/NA) suggests a classification into project-duration categories (10, 25, 50, or 100 years) and geotechnical categories, resulting in three basic justification families:*

- Qualitative geotechnical surveys and experiments;
- Geotechnical surveys and calculations;
- Geotechnical surveys and in-depth calculations.

*Wind-turbine foundations usually fall within the third category.*

## 2.2.4

### Standard NF P 03 100 (September 1995)

Technical inspection of construction in France is carried out in accordance with National Standard NF P 03 100 specifying the "General technical supervision requirements for preventing technical risks during construction". The concept of technical inspection implies the existence of both an object to inspect and a reference document to which it can be compared. The reference document includes the technical procedures that are to be supervised and that are found in construction industry documents. They include:

- French National Standards;
- *Documents Techniques Unifiés* (DTU), which are documents specific to the French building and construction industry issued by the *Commission Générale de Normalisation du Bâtiment* (the French commission for construction standards);
- Professional recommendations and regulations.

## 3

## Load cases and design loads

## 3.1

### Introduction

The basic load cases are provided by the builder and are based on certain conceptual situations described in National Standard NF EN 61 400 (electricity generation, electricity generation and unexpected breakdowns or malfunctions, etc.). These various load cases are calculated according to a turbine's expected life span (pm: 20 years, or about 175,000 hours).

## 3.2

### Load case analysis

The reference documents to be taken into consideration are:

- French Standard NF EN 61-400;
- Any additional special builders' specifications.

The various load cases must be communicated in non-weighted values.

## 3.3

### Determining usable load cases for foundations

Table 2, Article 7.4, Standard NF EN 61-400 (pages 34-35) lists 22 load cases, which sometimes include the weight of the foundation slab.

Comment: Other load cases must also be taken into account if they are related to structural integrity for the design of particular types of wind turbines (guyed, folding, etc.), but are not included in these recommendations.

For each of these loads, the weighted values should be defined to determine the loads at Ultimate Limit State (ULS) and Serviceability Limit State (SLS).

### 3.4

## Design loads at SLS and ULS

### 3.4.1

### Determining load cases for foundations

These load cases must be classified according to standard design loads:

- Quasi-permanent (QP) SLS and Rare (R) SLS;
- Fundamental (F) ULS and Accidental (Acc) ULS.

The following Design Load Cases (DLC) are to be taken into account when designing the foundations:

- Theoretical situation 1 (electricity production);
  - Load cases 1.1, 1.3, 1.4 and 1.5  $DLC_{Rare}$
  - Load case 1.2 Fatigue
- Theoretical situation 2 (electricity production + breakdown);
  - Load cases 2.1, 2.2 and 2.3  $DLC_{Rare}$
  - Load case 2.4 Fatigue
- Theoretical situation 5 (emergency stop);
  - Load case 5.1  $DLC_{Rare}$
- Theoretical situation 6 (shut-down [complete stop or slow-down]);
  - Load cases 6.1 and 6.3  $DLC_{Rare}$
  - Load case 6.2  $DLC_{Acc}$
  - Load case 6.4 Fatigue
- Theoretical situation 7 (shut-down and malfunction conditions);
  - Load case 7.1  $DLC_{Acc}$

TABLE I Partial weighting factors for stresses.

Load case	Limit states	Partial weighting factors for stresses			
		$F_z$	H	M	Water
$DLC_{QP}$	ULS <sub>Fond</sub>	1.0 or 1.35	1.8	1.8	1.125 × 1.05
	SLS <sub>perm</sub>	1.0	1.0	1.0	1.0
$DLC_{Rare}$	ULS <sub>Fond</sub>	1.0 or 1.35	1.5	1.5	1.125 × 1.05
	SLS <sub>Rare</sub>	1.0	1.0	1.0	1.0
$DLC_{Acc}$	ULS <sub>Acc</sub>	0.9 or 1.1	1.1	1.1	1.0

TABLE II Weighted percentage of compressed surface area.

Load case	Limit states	Partial weighting factors for stresses <sup>(1)</sup>			Weighted % compressed surface area $S_{comp}/S_{sem}$
		$F_z$	$F_{Water}$	M	%
$DLC_{QP}$	ULS <sub>Fond</sub>	1.0 or 1.35	1.125 × 1.05	1.8	50 <sup>(2)</sup>
	SLS <sub>perm</sub>	1.0	1.0	1.0	100
$DLC_{Rare}$	ULS <sub>Fond</sub>	1.0 or 1.35	1.125 × 1.05	1.5	50 <sup>(2)</sup>
	SLS <sub>Rare</sub>	1.0	1.0	1.0	75
$DLC_{Acc}$	ULS <sub>Acc</sub>	0.9 or 1.1	1.0	1.1	50 <sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup> The partial factor generating the least favorable situation must be taken into account.  
<sup>(2)</sup> This value is reduced to 30% for the following soil types (see classification § 4.6.5.4)

Comments: At this stage, pending the conclusions of the French national research project SOLCYP, the "fatigue" load cases are not to be taken into account for foundation system design in relation to the soil. They are used to verify the structure and the reinforced concrete foundation slab.

Builders sometimes add a "DLC 1.0" load case, which is regarded as a  $DLC_{OP}$ .

Builders must give the least favorable case for each  $DLC_{QP}$ ,  $DLC_{Rare}$ ,  $DLC_{Acc}$  and "fatigue" load case.

### 3.4.2

### Weighting factors

Except for situations of fatigue, the weighting factors listed in Table 1 must be applied to define the design loads at SLS and ULS.

Comment: Remember that the torque affecting the foundation base is composed of  $F_z$  vertical compressive force, H horizontal stress and M overturning moment. This torque should take into account the presence or absence of water. The resulting water pressure is taken into account if the ground water level is higher than the bottom surface of the foundation slab.

Comment: The partial safety factor generating the least favorable design situation should be taken into account.

### 3.5

## Verifying Design Requirements

### 3.5.1

### Percentage of compressed surface area under shallow foundations

This concerns footings that are usually circular and considered to be infinitely rigid. The percentage of compressed surface area ( $S_{comp}/S_{sem}$ ) must be at least those indicated in Table 2 below.

**TABLE III** Weighted percentage of compressed surface area: additional information for stiff soil.

Soil types according to Table 6		% $S_{comp}/S_{sem}$
Chalk	B+ + C	30
Marl. Marl-limestone	A+ + B	30
Rock	A+ + B	30

### 3.5.2

#### Bearing capacity requirements

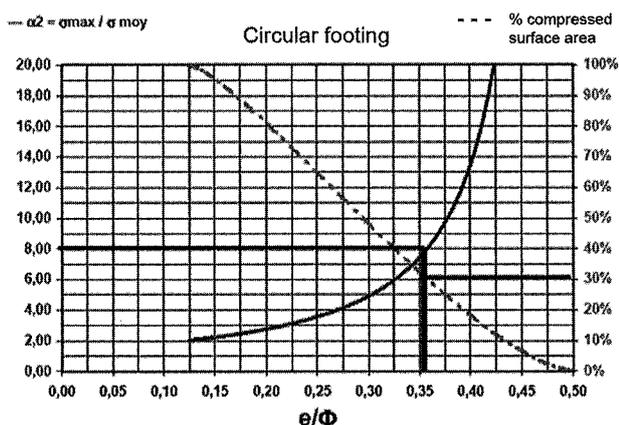
The soil design stresses enable the foundations to be justified at the Serviceability and Ultimate Limit States (SLS and ULS).

– The design loads at the ULS calculated for  $DLC_{QP}$ ,  $DLC_{Rare}$  and  $DLC_{Acc}$  load cases (weighted) enable the  $q_{refULS}$  design stress to be determined (fundamental ULS, as per Fascicle 62 Title V by MELT, 1993).

– The design loads at the SLS calculated for  $DLC_{QP}$  and  $DLC_{Rare}$  (not weighted) enable the  $q_{refSLS}$  design stress to be determined (SLS is respectively quasi permanent and rare, as per Fascicle 62 Title V by MELT, 1993).

These values are to be compared to the ultimate soil resistance values established as part of a geotechnical study.

The important role of “percentage of compressed surface area” should be emphasized. As shown by Figure 3 for circular footings, when this parameter is at 30% it can increase the maximum stress by 8 times the stress obtained under the same hypothetical central vertical load.



**FIG. 3** Correlation between eccentricity, % of compressed surface area  $S_{comp}/S_{sem}$  and maximum stress.

*Comment:* The “compressed surface area  $S_{comp}$ ” used later and suggested in Figure 3 is the value obtained by ignoring heaved sections.  $S_{ref}$  is the “imaginary compressed surface area” value used in overall bearing verifications. These two surface areas are defined in Appendix B.

In accordance with current recommendations, the reference design stress must be verified in relation to the allowable stress at SLS and ULS. Depending on the minimum and maximum bearing stresses  $\sigma_{min}$  and  $\sigma_{max}$  under the footing, this reference stress value  $q_{ref}$  equals:

$$q_{ref} = (3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min})/4 \text{ with } \sigma_{min} \geq 0 \quad (1)$$

This stress reference value can also be calculated for a rectangular surface by following the Meyerhof approach. For a circular surface, the “half-moon” model (see Appendix B) is followed.

### 3.5.2.1

#### General model

The reference stress value can be calculated as follows:

$$\sigma_{avg} = F_{zULS}/S_{sem} \quad (2)$$

$$\alpha_2 = \sigma_{max}/\sigma_{avg} \quad (3)$$

(see solid-line curve on Figure 3)

$$e = M_{ULS}/F_{zULS} \quad (4)$$

$$q_{ref} = 3 \cdot \alpha_2 \cdot \sigma_{avg}/4 \text{ if } \sigma_{min} = 0 \quad (5)$$

Example from Figure 3:  $e/\Phi = 0.35 > 1/8$

% compressed surface area: 30%  $S_{ref}$

$$\alpha_2 = \sigma_{max}/\sigma_{avg} = 8, \text{ and } \sigma_{min} = 0$$

$$q_{ref} = 3 \cdot \alpha_2 \cdot \sigma_{avg}/4 = 6 \sigma_{avg} \quad (6)$$

### 3.5.2.2

#### The “Half-moon” model for a circular surface

The reference stress value can also be calculated by using what is referred to as the “half-moon” method, which is defined in Appendix B.

The reference surface area value  $S_{ref}$  is the hatched zone on the figure in Appendix B (half-moon: bound by two symmetrical circular arcs in relation to an axis measured at  $e = M_{ULS}/F_{zULS}$  from the center of the wind turbine).

$$q_{ref} = F_{zULS}/S_{ref} \quad (7)$$

*Comment:* For a circular foundation, the two  $q_{ref}$  calculations give very similar results.

It is advisable to verify that the chosen foundation system is compatible with the maximum stress.

### 3.5.3

#### Sliding failure

The following must be verified at ULS:

$$H_{ULS} < F_{zmin} \cdot \tan \delta/\gamma_s \quad (8)$$

*Comment:*  $\delta$  is the friction angle between the footing and soil, and is considered to be the soil friction angle  $\phi'$ ,  $\gamma_s$  is a safety factor equivalent to 1.2 under fundamental load combinations, 1.1 under accidental combinations and  $F_{zmin}$  is the minimum compression transmitted to the soil by the footing. For foundation components poured in-situ, the material’s critical state angle must be used. The standard for retaining structures also notes that  $\phi'$  is often greater than  $\phi'_{critical}$ . For prefabricated components, this is 2/3 of the critical state angle.

The  $\phi'$  value to be taken into account is established as part of a geotechnical study.

Soil passive pressure and soil cohesion are generally not taken into account.

*Comment:* The horizontal stresses in the footing underside therefore equals the stresses applied in footing head. Nevertheless, when the concrete foundation slab is poured directly in the excavation, the footing passive pressure can be taken into account up to a value determined by the geotechnical study, although this is to be limited to 30% of the maximum passive pressure value.

### 3.5.4

#### Long-term (LT) rotation requirement

The builder usually provides an ultimate value for rotation requirement (in mm/m) at SLS, which must not be exceeded during the structure's life span. It takes into account the permanent deformations due to normal wind conditions (it can be calculated using values obtained by combining the  $DLC_{QP}$  with "long-term" characteristics), but also due to "short-term" effects from stronger wind forces caused by  $DLC_{rare}$  or  $DLC_{Acc}$  design load cases (calculated on the basis of "short-term" characteristics).

The rotation moment ratio  $M_{xy}$  applied to the foundation for a rotation value  $\varphi$  is designated by a rotational stiffness ratio (expressed in MN/rad or a multiple).

$$\varphi = M_{xy}/K_{\varphi} \quad (9)$$

$K_{\varphi}$  (in MNm/rad) with

$K_{\varphi LT}$  "long-term" rotational stiffness ratio assessed for  $DLC_{QP}$ :

– calculated using standard soil-mechanics formulae (laboratory, pressuremeter and penetrometer tests);

$K_{\varphi CT}$  "short-term" unweighted rotational stiffness ratio assessed for  $DLC_{rare} - DLC_{QP}$  (or for  $DLC_{Acc} - DLC_{QP}$ , in accordance with the builder's specifications):

– calculated using geodynamic and shear modulus  $G$  formulae (see § 4.6.3.2);

– calculated using numerical analysis models, or failing this, calculated using LT soil mechanics values for deformations of about  $10^{-2}$  and multiplying this value by 2.

### 3.5.5

#### Rotational stiffness requirements $K_{\varphi dyn}$

##### 3.5.5.1

#### Rotational stiffness

Builders require a minimum rotational stiffness value for small deformations of " $K_{\varphi dyn}$ " (from  $10^{-5}$  to  $10^{-3}$ ) to avoid coupling phenomena with the machine's mechanical components.

This value is to be taken into account under all of the machine's operational conditions.

$DLC_{QP}$  and some  $DLC_{Rare}$  values, in accordance with the builders' specifications (for conceptual situations 1 & 2 described in Standard NF EN 61 400).

The rotational stiffness calculations require the following information for a foundation slab:

- Its dimensions (diameter, area, etc.);
- The percentage compressed surface area;
- And for each soil layer, the variation curves for the elasticity modulus  $E$  and shear modulus  $G$ , according to the distortion  $\gamma$ , and Poisson's ratio  $\nu$ .

Provided that the soil remains completely compressed under the whole foundation slab, and if we remain within the elastic area, it is possible to use the stiffness ratios  $K_{\varphi NS}$  (see Table 7) on the basis of a shear modulus  $G$  measured in the appropriate deformation range.

*Comment: When the soil is not entirely compressed, a reduction coefficient  $\beta_1 = K_{\varphi}/K_{\varphi NS}$  can be applied to the rotational stiffness according to the percentage compressed surface area ( $S_{comp}/S_{sem}$ ).  $\beta_1$  is calculated by comparison with the material's strength, with an implicit solution through successive iterations.*

Initially, the values for  $\beta_1$  are depicted by the relationship  $M_{xy}/F_z$  ( $M_{xy}$  and  $F_z$  both unweighted) and the foundation diameter  $\Phi = 2r$  in the following graph.

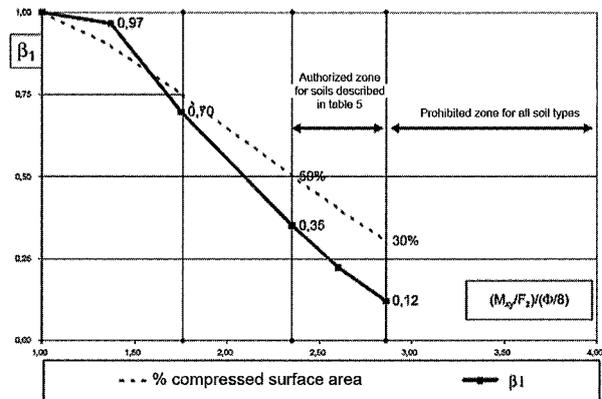


FIG. 4 Reduction coefficient  $\beta_1$  values applied to rotational stiffness.

Example:

$$(M_{xy}/F_z)/(\text{diam}/8) = 2.3$$

$$\% \text{ compressed} = 50\%$$

$$\text{and } \beta_1 = 0.35, K_{\varphi} = 0.35 K_{\varphi NS}$$

##### 3.5.5.2

#### "Static" and "dynamic" stiffness

For distortions  $\gamma$  of about  $10^{-2}$  to  $10^{-3}$ , the rotational stiffness is usually called "static".

For distortions  $\gamma$  of about  $10^{-6}$  à  $10^{-4}$ , the rotational stiffness is usually called "dynamic". In these recommendations, "static" rotational stiffness is to be used to verify settlement and deformation; "dynamic" rotational stiffness enables the absence of coupling phenomena between the soil, foundations and the machine to be guaranteed.

##### 3.5.6

#### Stiffness requirements in displacement

These criteria are sometimes set by the builder and are linked to the horizontal stiffness ( $K_x, K_y$ ) and vertical stiffness  $K_z$ .

*Comment: The vertical or horizontal stiffness ratio (expressed in N/m or a multiple) is designated by the ratio of vertical force  $F_z$  or horizontal force  $H$  applied to the foundation during its vertical or horizontal displacement  $w$ .*

The stiffness values calculated must be greater than those laid down by the builder.

## Geotechnics and design parameters

### 4.1

#### Introduction

As a reminder, the sequence of geotechnical engineering operations is defined by the NF P94-500 standard. In particular, this standard includes the following at the "studies" stage:

- A pre-project geotechnical study (G12), which identifies the major risks, ensures correspondence between the nature and depth of the ground and the indications on geological maps, and assesses the mechanical characteristics of each layer. It may recommend one or more foundation types.
- A project geotechnical study (G2).
- If the pre-project study (G12) has identified major risks, this next study must specify measures to be taken to limit their consequences (for example, carrying out a microgravimetric study recommending that the wind turbine should be moved or that karstic cavities should be injected under its land-take).
- In addition, this project study also requires the geotechnical engineer to ensure that the foundations meet the geotechnical requirements as well as those indicated in the wind turbine manufacturer's specifications. It must also define the moduli for the various deformation ranges.

At the "implementation" phase, this standard also includes:

- The geotechnical implementation study and follow-up (task G3);
- Geotechnical supervision for implementation (task G4).

### 4.2

#### Information to be provided for the geotechnical engineer

The contracting authority, assisted by the project manager, shall provide the geotechnical engineer with the following information (in accordance with paragraph § 3.47 - Site data - of Standard NF EN 61-400, June 2005):

- Details on where the project is to be constructed;
- Project surveying;
- Topographic map;
- Map of existing networks and list of concessionaires who may be involved (in France, see *Demande de Renseignements* [Decree 91-1147]);
- In France, specific risk plans: *Plans Particuliers des Risques* (PPR);
- Environmental criteria;
- Various load lowering values (in accordance with chapter 3 of these recommendations);
- Required values for:
  - Settlement "w", deformations "ε", distortion "γ", and stiffness;
  - Loads and stresses applied on the soil (if necessary).

### 4.3

#### Geotechnical data

The successive geotechnical studies allow the definition of:

- The geotechnical scope as defined in the Standard NF P 94 500, 2006 (geotechnical zone of influence, slope stability, etc.);
- Geological and stratigraphic information;
- Site hydrology and hydrogeology;
- Groundwater levels;
- Aggressiveness (water and soil);
- The geotechnical model describing the various layers to be taken into account, and defining layer by layer the following (non-exhaustive list):
  - Thickness,
  - Soil type (see Table 6 in § 4.6.5.4, and Standards ISO 14688-1 and 2, and ISO 14689-1 and 2),
  - Permeability, if necessary,
  - Mean limit pressure (PMT) or mean cone resistance (CPT),
  - Moduli (see chapter 4.6):
    - $E_{yst}$  for a deformation  $\epsilon$  of about  $10^{-2}$  (often called "Young's modulus")
    - $E$  or  $G$  for deformations  $\epsilon$  between  $10^{-3}$  and  $10^{-4}$
    - Poisson's ratio  $\nu$ ,
- Construction measures;
- Geotechnical design assumptions, types of foundation and their justifications (see § 4.6).

### 4.4

#### Minimum site investigation except for anomaly zones

Anomalies may be defined as any of the following examples (non-exhaustive list): Ground dissolution, quarry, municipal waste fill, karst, very thick fill, unstable zones, landslide zones, etc.

The surveying process is defined:

- By geologically homogeneous groups (or zones) and taking into account the number of wind turbines;
- By wind turbine.

#### 4.4.1

##### For a geologically homogeneous group (or zone)

#### 4.4.1.1

##### Definition

A geologically homogeneous zone is a site in which the geological nature and stratigraphy are considered to be homogeneous.

A wind turbine group is considered to be the number of turbines that are to be built in a homogeneous zone.

#### 4.4.1.2

##### Coring with samples (NF EN ISO 22475-1)

Coring and sampling shall be done so as a minimum of one sample of each geotechnical facies is retrieved. They enable at least:

- Materials to be identified (disturbed or undisturbed samples);
- Geomechanical properties to be characterized (undisturbed samples): measurement of  $\phi'$  and  $c'$  in accordance with Standard NF P94 074.

#### 4.4.1.3

### Piezometer (NF EN ISO 22475-1)

A piezometer enables specific measurements to be made in real-time. Measurements are to be monitored as soon as possible before construction work begins.

The measurement conditions must comply with the standard. The following must be avoided:

- Clogged filters (filter covers and gravel fill);
- Meteoric water input (entering) at the top of the piezometer (The top of the piezometer must be properly protected from water ingress and shocks by a protective head).

The minimum duration of the survey is 12 months, with measurements at least once a month.

#### 4.4.1.4

### Geophysical tests

These are described in the AGAP document entitled *Code de Bonne Pratique en Géophysique Appliquée* (French code for best practices in applied geophysics). In particular, the following tests shall be carried out: Cross-Hole, MASW, seismic cone or equivalent. They must enable:

- At least  $V_s$  and even  $V_p$  to be measured;
- And thus the shear modulus  $G_{max}$  at a distortion of  $10^{-6}$ , or even Poisson's ratio  $\nu$  to be determined.

#### 4.4.1.5

### Minimum number and type of sounding

Table 4 summarizes the number and type of sounding to be carried out.

#### 4.4.2

### Per wind turbine

In addition, at least 4 soundings shall be carried out for each wind turbine (1 at the center and 3 on the periphery of its base [between 5 and 15m from the center]), including:

- 1 *in situ* sounding [R] at the center, either;
- Using a pressuremeter, in accordance with Standard NF P94-110-1 with pressuremeter tests carried out every meter;

TABLE IV Minimum number and type of sounding per wind turbine group.

Number of wind turbines per group	Minimum number and type of sounding		
	Coring + sampling	Piezometers	<sup>(*)</sup> Geophysical measurements including at least Vs
1-6	1	1 per 2 wind turbines	1
7-12	2	5	1
13-18	3	6	2
≥19	4 + 1 per batch of 6	7 + 1 per batch of 6	2 + 1 per batch of 20

<sup>(\*)</sup> According to soil classification zone (see. § 4.6.5).

- Or using a CPT ( $q_c, f_s, R_p$ ), in accordance with Standard NF P94-113.

*Comment: It should be emphasized that ground water fluctuations may cause a significant variation in soil resistance. Test values measured in a potentially dry or unsaturated layer may drop when this layer subsequently becomes saturated.*

- Three soundings [Q] chosen according to the soil type. In particular, these are used to verify soil homogeneity (depth, etc.) under the foundation land-take using;

- CPT ( $q_c, f_s, R_p$ ), in accordance with Standard NF P 94-113;

- Or pressuremeter, in accordance with Standard NF P 94-110-1 with pressuremeter tests carried out every meter;

- boreholes with drilling parameters recording [see Reiffsteck, et al. (2010)];
- dynamic penetrometer, in accordance with Standard NF EN ISO22476-2 or standard penetration test (SPT) in accordance with Standard NF EN ISO22476-3;
- mechanical digger pit.

*Comments: The definition of [R] and [Q] are given in the USG "Recommandations sur les investigations géotechniques pour la construction" (published by: Le Moniteur No. 5325 on Dec. 16, 2005) document. For interest:*

- [R]: particularly well-adapted sounding test. This is to be carried out first;

- [Q]: sounding/test giving qualitative information. Only to be carried out in combination with other tests.

*Soundings using a mechanical digger are recommended when the rocky substratum is near the surface.*

#### 4.4.3

### Investigation depth

#### 4.4.3.1

### Coring surveys and soundings carried out at the center of each wind turbine location

The soil survey must enable soil characteristics to be determined over a depth equal or greater to that in which the stresses induced by the foundation slab are still perceptible and cause significant deformations.

The survey depth under the foundation slab can be limited as follows:

- For shallow foundation slabs with a diameter  $\emptyset$  (see Figure 2), the smallest of the two values;

- 1.5 times the theoretical diameter of the foundation slab:  $1.5 \varnothing$ ,

*Comment: in accordance with the geological map, this limit of  $1.5 \varnothing$  assumes that soil characteristics beyond this limit are greater or equal to those measured above and that soil deformation can therefore be disregarded. If this assumption is not proved, the survey must be continued.*

- The depth to which soil moduli are sufficiently high to cause no further significant deformations of the foundation slab. This depth is increased by 5m,

*Comments: For wind turbines 80-100m high, a modulus value of  $E_{yst}$  greater than 100 MPa can be considered.*

*For pressuremeter tests, a modulus value  $E_m$  greater than 1,000 times the stress increase induced by the foundation can also be considered.*

- For deep foundations with a diameter of  $\Phi_p$ , up to the largest of the following three values under the tip:

- $7 \varnothing_p$ ,
- 5 meters,
- $\varnothing/2$ .

*Comment: This last condition may provide an answer to the group effect problem.*

- For hybrid (piled raft) or composite foundations, and for soil reinforced with rigid inclusions or stone columns with a diameter  $\Phi_p$ , the envelope depth of the two previous cases is taken.

#### 4.4.3.2

### Other soundings on the periphery

The soil survey must enable the homogeneity (depth, nature, etc.) of soils within the foundation's land-take to be verified. Its depth can thus be limited to the upper sound substratum or foundation horizon.

#### 4.5

### In case of anomaly

In addition to the requirements given in the previous paragraph, and in accordance with Standard NF P94-500, it is advisable to carry out the above defined investigations in greater depth to identify the main significant risks. This requires case-by-case analysis, ensuring that all soil layers influencing the structure and affected by the anomalies are examined during the investigations.

#### 4.6

### Geotechnical design parameters

#### 4.6.1

#### For deformations between $10^{-2}$ and $10^{-3}$

The main design parameters to be provided for the relevant soil layers for the project are as follows:

- Classification categories for the soil layers (see § 4.6.5);
- Water levels to be taken into account in the calculations;

- Geomechanical failure characteristics defined using in-situ and laboratory tests (see Appendix F), for example:

- Net limit pressure  $p_l^*$ ,
- CPT tip resistance  $q_c$ ,
- Shear strength:  $\phi'$  and  $c'$ ;

- The soil deformation parameters enable the calculation of the foundation slab's settlement and rotation according to the soil deformation level, namely:

- Values for the modulus of deformation  $E$  and shear modulus  $G$  (see Figure 5) according to the level of deformation  $\epsilon$  for cases studied ( $10^{-2} > \epsilon > 10^{-3}$ );
- Values for Poisson's ratio  $\nu$ .

*Comments: For non-saturated soils, the short- and long-term Poisson's ratios  $\nu$  are identical, lying between 0.20 and 0.35.*

*For saturated soils:*

- On the long-term,  $\nu$  must be 0.20-0.35,
- On the short-term,  $\nu$  is usually 0.30-0.45.

#### 4.6.2

#### For deformations between $10^{-3}$ and $10^{-4}$

Under cyclic stresses, the mechanical characteristics of some soil types experience degradation. For example, this is associated with a gradual increase in interstitial pressure or soil attrition. The project geotechnical engineer must plan for this potential risk.

Soil surveying using standard *in-situ* tests must be completed by more detailed investigations to measure the following (see Figure 5):

- Parameters at a very low soil deformation level (see § 4.4.1.4: Geophysical tests);
- Parameters at a low soil deformation level using, for example, laboratory tests (resonant column and cyclic triaxial tests).

This enables the complete  $E/E_{max}$  and/or  $G/G_{max}$  curve to be estimated according to  $\epsilon$  and/or  $\gamma$ .

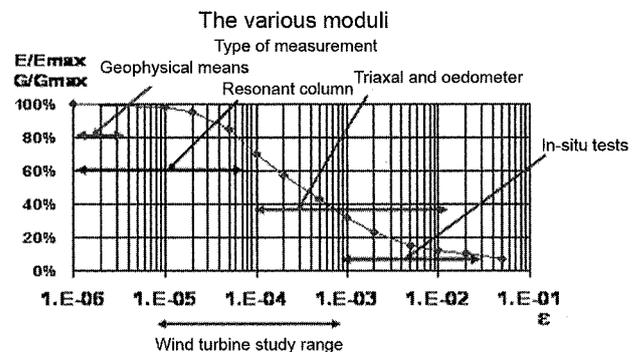


FIG. 5 Indicative schematic diagram (F. Durand - CFMS, Oct. 2009).

*Comment: This diagram is only a representation of the various deformation ranges and should under no circumstances be used for design. See Appendix C for the degradation curves  $G$  in function of distortion for clayey and granular materials.*

*Comment: It is useful to compare shear and compression waves velocities determined using geophysical measurements with the standard mean values in Table 5.2.1 of Standard NF P06-013 (called PS 92 Regulations), mentioned in Appendix C (Chapter C.2).*

Among other uses, all or part of these parameters are required to calculate the various coefficients for vertical, horizontal and rotational stiffness.

#### 4.6.3.

### Geotechnical data for footing design

#### 4.6.3.1

#### Bearing

The limit pressure "p<sub>l</sub>" or CPT "q<sub>c</sub>" values under the foundation slab must be known.

To calculate the bearing capacity, an equivalent limit pressure value "p<sub>le</sub>" or the equivalent penetrometer "q<sub>ce</sub>" value must be determined, calculated using previously measured values over a height of 1.5 Ø under the footing (see Appendix E.2 of Fascicule 62-Title V and § 3.2.2 of Standard NF P11-211 [DTU 13.11]).

We do not consider this method for determining average soil characteristics over 1.5 Ø under the footing to be entirely suitable for large-scale foundations. In particular, this is because the method limits the design value to 1.5 times the value of the lowest measured limit pressure value. We therefore suggest below a method for calculating q<sub>ce</sub> and p<sub>le</sub> that is suitable for this type of construction and that enables improved weighting of a low value's "weight" according to depth in relation the foundation slab base.

The values for p<sub>le</sub> and/or q<sub>ce</sub> according to a range of diameters Φ are established as part of a geological study.

#### 4.6.3.1.1

#### Suggested calculation method p<sub>le</sub> suitable for large-scale footings

To take into account variations in p<sub>l</sub> measurements over 1.5 Φ, the following p<sub>le</sub> calculation method can be used, which is based on the imaginary footing formula:

– At each level α<sub>i</sub> Φ (α<sub>i</sub> between 0 and 1.5) for a limit pressure measurement p<sub>li</sub>, the imaginary footing formula is used with a diffusion of 1H/2V to determine the design limit pressure p<sub>lci</sub>, such that p<sub>lci</sub> = p<sub>li</sub> × [(1+α<sub>i</sub>)<sup>2</sup>] (10)

– p<sub>le</sub> = minimum of p<sub>lci</sub> × [(1+α<sub>i</sub>)<sup>2</sup>] (11)

thus calculated over a depth of 1.5 Φ

*Comments: α<sub>i</sub> Φ corresponds to the top of the slice (see example in Appendix D). This method has the advantage of weighting the "weight" of a low value according to its depth in relation to the foundation slab base.*

*For a partially compressed footing, the calculations can be limited to 1.5 b', with b' defined in Figure 6 and replacing Ø by b' in equations 10 and 11.*

*Comment: For homogenous soil characterized by variations in limit pressure between a maximum value p<sub>lmax</sub> and a minimum value of p<sub>lmin</sub> such that p<sub>lmax</sub>/p<sub>lmin</sub> < 2, this calculation method can be simplified and p<sub>le</sub> determined by taking a geometric mean and limiting the result to 1.5 p<sub>lmin</sub>.*

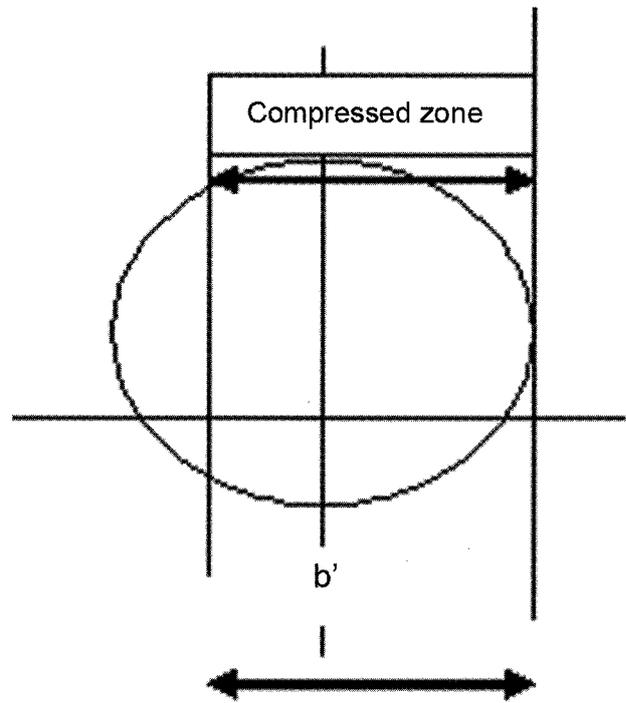


FIG. 6 Definition of the compressed zone width : b' (see Appendix B).

#### 4.6.3.1.2

#### Suggested method for calculating q<sub>ce</sub>

To take account of q<sub>c</sub> variations over 1.5 Φ, please refer to the calculation method in Fascicule 62-Title V (MELT 1993 and Appendix E2):

- The arithmetic mean is calculated for q<sub>c</sub> over 1.5 Φ;
- The values for q<sub>c</sub> are then reduced by a factor of 1.3 of this mean;
- The mean for the reduced values is then calculated, which is chosen as the q<sub>ce</sub> value.

*Comment: For a partially compressed footing, these calculations are limited to 1.5 b' (see Figure 5 and Appendix B).*

For a soft layer with metric thickness.

The imaginary footing method is used, with q<sub>ce</sub> limited to the value measured as follows:

– At each measurement level α<sub>i</sub> Φ (α<sub>i</sub> between 0 and 1.5) of the penetrometer resistance value q<sub>ci</sub>, the imaginary footing method is used with a diffusion of 1H/2V, to determine the design penetrometer value q<sub>cci</sub> such that q<sub>cci</sub> = q<sub>ci</sub> × [(1+α<sub>i</sub>)<sup>2</sup>]; (12)

– q<sub>ce</sub> = minimum of q<sub>cci</sub> × [(1+α<sub>i</sub>)<sup>2</sup>] thus calculated over a depth of 1.5 Φ; (13)

#### 4.6.3.2

#### Deformation

#### 4.6.3.2.1

Between 10<sup>-3</sup> and 10<sup>-2</sup>

The settlement value w is determined using standard soil mechanics methods:

- Laboratory test methods: essentially the oedometric test, especially for fine, coherent and saturated soils;

– *In-situ* test methods: Ménard's pressuremeter test, CPT test, widely used for granular soils in particular.

*Comments: For Ménard's pressuremeter test, please refer to Appendix F2 of Fascicle 62-Title V (MELT, 1993) to estimate settlement  $w$ , and to Appendix F3 of the same Fascicle to estimate the vertical reaction modulus  $K_{vs}$ .*

*For the CPT, the tip resistance  $q_c$  is linked to the oedometric modulus  $E_{oed}$  and Young's modulus  $E_{yst}$  (see § 4.6.5) by the following relationships:*

$$E_{oed} = \alpha_1 q_c \text{ (for deformations of about } 10^{-2}) \quad (14)$$

$$E_{oed} = E_{yst} (1-\nu)/[(1+\nu)(1-2\nu)] \quad (15)$$

Table 5 gives value ranges for  $\alpha_1$  for various normally consolidated soil types and various  $q_c$  values (Frank, 1996).

**TABLE V** Valeur de  $\alpha_1$  for various soil types and  $q_c$  values.

Soil Type	Characteristics		$\alpha_1$
	$q_c$ (MPa)	W (water content)	
Clay – not very plastic	< 0.7		3-8
Clay – not very plastic	< 2.0		2-5
Clay – not very plastic	> 2.0		1-2
Silt – not very plastic	< 2.0		3-6
Silt – not very plastic	> 2.0		1-2
Clay – very plastic	< 2.0		2-6
Silt – very plastic	> 2.0		1-2
Highly organic silt	< 1.2		2 à 8
Highly organic peat and clay	< 0.7	50-100%	1.5-4.0
Highly organic peat and clay	< 0.7	100-200%	1.0-1.5
Highly organic peat and clay	< 0.7	> 200	< 1
Chalk	2 à 3		2-4
Chalk	> 3		1.5-3
Sand	< 5		2
Sand	> 10		1.5

For static deformations between  $10^{-3}$  and  $10^{-2}$ , the following need to be known:

– Either the pressuremeter characteristics enabling the following to be calculated:

- structural coefficient  $\alpha$  in relation to the soil, spherical modulus  $E_c$  and deviatoric modulus  $E_d$  according to current practice,
- spherical settlement  $w_c$ , deviatoric settlement  $w_d$ ,
- total settlement  $w$ ,
- $K_{vs}$  stiffness = static  $q/w$  at short-term (ST) and long-term (LT).

– Or the CPT characteristics  $q_c$ , the  $\alpha_1 = E_{oed}/q_c$  ratio, enabling the following to be calculated:

- total settlement  $w$  under a load causing stress  $q$ ,
- $K_{vs}$  stiffness = static  $q/w$  at ST and LT.

– Or the laboratory measured characteristics.

These various  $K_{vs}$  ST and LT values are established as part of a geotechnical study.

#### 4.6.3.2.2

Between  $10^{-3}$  and  $10^{-5}$

For a rigid disk supported by a semi-undefined homogenous elastic environment, extending a solution given by Boussinesq in 1885 for a central vertical load is successful for complex loads with the following moduli:

$$k_v = 4 G / (\pi r [1-\nu]) \text{ in N/m}^2/\text{m} \quad (16)$$

$$K_v = 4 G r / (1-\nu) \text{ in N/m} \quad (17)$$

$$K_\phi = 8 G r^3 / [3 (1-\nu)] \text{ in MNm/rad} \quad (18)$$

(see § 5.2.3.3.1.1)

This elastic model is valid for a footing subject to a moment without offset and for short-term actions causing no consolidation or creep.

*Comment: this is to be applied only in the case of a footing subject to a moment without lifting:  $r$  can be identified at the disk radius. If an eccentric vertical stress is present, the width of the compressed zone is less than  $2r$ . An equivalent radius  $r^*$  to be defined must therefore be adopted (in principle, equal to the disk radius with the same inertia as the compressed zone).*

The values under consideration for  $G$  in the field of deformation are drafted as part of a geotechnical study.

#### 4.6.4

### Data for piles, rigid inclusions and stone columns design

In accordance with the current practices [Fascicle 62-Title V, MELT, 1993, "CFMS Stone-Columns Recommendations (2011)"] for justifying bearing capacity and settlements of piles, rigid inclusions and stone column (with length  $L$  and diameter  $\phi_p$ ) and foundation-slab rotation, soil surveying at the location of the structure must be done over a depth equal to  $h + L + \text{maximum } (5\text{m}; 7 \phi_p; \phi/2)$ , see § 5.4.1.

*Comment: The geotechnical investigation is to be adapted when there is an identified anomaly risk (karst, quarry, etc.).*

Successive geotechnical studies should make it possible to specify a standard cross-section, including the following data per layer:

- Ground type;
- Characteristic mean limit pressure or CPT values, enabling friction and lateral earth pressure to be calculated for the stone columns;
- Maximum value for the equivalent limit pressure ( $p_{le}^*$ ) or CPT ( $q_{ce}$ ) value, enabling the tip resistance to be calculated;
- Mean value for pressuremeter modulus, to calculate the friction mobilization;
- Mean value for structural coefficient  $\alpha$ , to calculate soil horizontal stiffness;
- Mean value for pressuremeter modulus under the tip, to calculate tip mobilization.

#### 4.6.5

### Soil classification areas

Depending on the "typical static" deformation values (Young's modulus)  $E_{yst}$  (deformation between  $10^{-3}$  and  $10^{-2}$ ) and *in situ* tests (pressuremeter and/or CPT), three areas of study can be distinguished for a similar soil over a thickness of  $1.5 \phi$ .

#### 4.6.5.1

### Area 1: $E_{yst} < 15 \text{ MPa}$

In principle, shallow foundations cannot be envisaged unless specific modifications or reinforcement are made:

- If the layer in direct contact with the foundation slab is in area 1, this layer's soil characteristics do not allow for shallow foundations matching the deformation and rotation requirements prescribed by the special specifications of contractors. In this case, deep foundations are required. It may also be possible to consider adapting the shallow foundation system by soil substitution or reinforcement;

- If a soil layer in area 1 is at sufficient depth and is not very thick, it may potentially return to area 2 if a specific study is carried out.

#### 4.6.5.2

### Area 2: $15 \text{ MPa} \leq E_{yst} \leq 50 \text{ MPa}$

For a multilayer with a depth equal to 1.5 times the foundation slab diameter, the project is in area 2 if one of the layers is in area 2 and if there is no area 1 layer.

If a soil layer in area 1 is at sufficient depth but is not very thick, it may potentially return to area 2 if a specific study is carried out.

The mere definition of "typical static" deformation modulus  $E_{yst}$  does not allow a shallow foundation system to be kept in working order. Nevertheless, a shallow foundation principle is not excluded.

- Soil surveying using standard *in situ* tests must be completed by more detailed investigations (§ 4.6.2) to measure the parameters at a very low soil deformation level and thus estimate the complete  $E/E_{max}$  and/or  $G/G_{max}$  curve according to  $\epsilon$  and/or  $\gamma$ ;

- Soil reinforcement may also be considered.

*Comment: For this example of shallow foundations on reinforced or substituted soil, and as part of hybrid or composite foundations, the investigations detailed in § 4.6.2 can be dispensed.*

#### 4.6.5.2.1

For a pre-design study

The following correlation between the "static" moduli and maximum moduli for very slight deformation (about  $10^{-6}$ ), called "dynamic" moduli, can be used (see § 3.5.5.2):

$$G_{max} = 10 G, \text{ with a "static" } G \text{ modulus for deformations of } 10^{-2} \quad (19)$$

$$E_{max} = 10 E_{yst}, \text{ with a } E_{yst} \text{ "static" modulus for deformations of } 10^{-2} \quad (20)$$

For correlations using pressuremeter tests, the following can be chosen:

$$G_{max} = (6-8) E_m \quad (21)$$

By default, for the deformation rates considered for wind turbines ( $\epsilon \approx 10^{-3}$  to  $10^{-4}$ ) are:

$$G_{at10}^{-4}/G_{max} = 0.33 \text{ for clayey and compact material} \quad (22)$$

$$G_{at10}^{-4}/G_{max} = 0.50 \text{ for compact sandy/gravel material (and weathered rocks).}$$

For other materials, interpolation is possible.

Pre-design taking into account more favorable values than those obtained by the above correlations must undergo the tests described in chapter 4.6.5.2, paragraph 4.

#### 4.6.5.3

### Area 3: $E_{yst} > 50 \text{ MPa}$

A shallow foundation principle is entirely conceivable for wind turbines. It is sufficient to carry out the soil survey giving "typical static" deformation moduli  $E_{yst}$ .

For the project to be in area 3, all layers over a depth equal to 1.5 times the foundation slab diameter must be in area 3.

If a soil layer in area 2 is at sufficient depth but is not very thick, it may potentially return to area 3 if a specific study is carried out.

#### 4.6.5.3

### Classification

By taking up the soil types in Fascicle 62-Title V (MELT, 1993), we suggest the areas classification described in the "Study Areas Summary" table.

In practice, at a height of 1.5 times the width of the foundation slab  $\Phi$ , it is advisable to define the various soil layers with homogeneous geological and mechanical characteristics.

The average characteristics for these various soil layers are determined as follows:

$q_{cEq}$  and  $E_{mEq}$  are calculated by establishing the harmonic mean (for  $q_c$  and  $E_m$  respectively) over the height of the layer being examined, and limited to 1.5 times the lowest measured value.

## 5

# Different foundation types

### 5.1

## General observations

#### 5.1.1

### Introduction

A wind-turbine foundation slab has generally a polygonal shape and is similar to a circular foundation slab with the same surface area and diameter  $\Phi$ . It generally has a horizontal base and is found at an embedding depth of  $h$  from the surface.

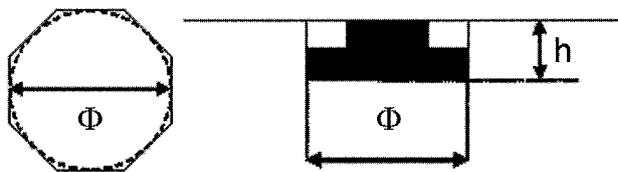


FIG. 7 Foundation slab.

It can be built as follows (see § 1.1.1.4):

- Without soil reinforcement: this is a "gravity-base" (§ 5.2);

- On soil reinforced with stone columns (SC) (§ 5.3);

**TABLE VI Summary of study areas for an equivalent prevailing over a thickness of 1.5  $\Phi$  (values in MPa).**

Soil types inferred from Table 5		$E_{mEq}$	$q_{cEq}$	Area	$E_{yst}$ of $10^{-2}$	$E_s$ a $10^{-4}$ (Minimum design value to be kept)
Clay Silt	A	< 10	< 3	1	< 15	–
	B and C-	$\geq 10$ and $\leq 30$	$\geq 3$ and $\leq 10$	2	$\geq 15$ and $\leq 50$	(****)
	C+	> 30	> 10	3	> 50	250 (****)
Sand Gravel	A	< 10	< 10	1	< 15	–
	B	$\geq 10$ and $\leq 25$	$\geq 10$ and $\leq 20$	2 (**)	$\geq 15$ and $\leq 50$	(****)
	C	> 25	> 20	3 (**)	> 50	300 (****)
Chalk	A and B-	< 8	< 5	1	< 15	–
	B	$\geq 8$ and $\leq 30$	$\geq 5$ and $\leq 20$	2	$\geq 15$ and $\leq 50$	(****)
	B+ and C	> 30	> 20	3	> 50	300 (****)
Marl Marl-limestone	A-	< 8	< 5	1	< 15	–
	A- and A	$\geq 8$ and $\leq 25$	$\geq 5$ and $\leq 15$	2	$\geq 15$ and $\leq 50$	(****)
	A+ and B	> 25	> 15 <sup>(1)</sup>	3	> 50	400 (****)
Rock	A-	$\leq 25$	–	2	$\leq 50$	(****)
	A+ and B	> 25	–	3	> 50	600

<sup>(1)</sup> As well as additional tests, if refusal is encountered.

<sup>(2)</sup> As well as liquefaction test under cyclic stresses if  $D_{10}$  (diameter at 10% passing) < 2mm (Standard NF P 06-013-PS 92, Article 9.122).

<sup>(3)</sup> Determined from standard correlations.

<sup>(4)</sup> Values to be defined by additional investigations.

A-, A+, B-, B+, C-, C+: additional categories to those suggested in Fascicule G2-Title V.

The correlations between  $E_{yst}$  and  $E_m$  are given conservatively and include a fatigue phenomenon associated with cyclic stresses.

- On soil reinforced with rigid inclusions (RI) (§5.4);
- On piles: these are deep foundations (§5.5);
- On “hybrid” or “composite” foundations (§5.6).

*Comment: Reinforcement by hybrid columns solutions (rigid inclusion surmounted with a stone column head) must comply with both stone column and rigid inclusion recommendations and arrangements, as described in § 5.3 and 5.4.*

*Comment: For soils with mechanical characteristics that are likely to change significantly over time (tips, poorly consolidated embankments, silt, peat, etc.), it is preferable to choose deep foundations or gravity bases after soil substitution.*

## 5.1.2

### General construction measures

#### 5.1.2.1

#### For ground water

If ground water is present, its effect is always taken into consideration. The water levels to be taken into account are established as part of a geotechnical assignment.

#### 5.1.2.2

#### For surface water

If there is a risk of water accumulation and ground saturation to a level higher than the foundation base, the water level is taken into account unless permanent gravity drainage can be justified.

*Comment: The water levels to be taken into account according to site topography, stratigraphy, permeability of the various soil layers and the zone's pluviometry are established as part of a geotechnical study.*

#### 5.1.2.3

#### For weathering of the excavation bottom

After the bottom of the excavation has been validated by geotechnical works supervision (Stage 3, Standard NF P94-500), measures required to protect the bottom of the excavation during construction work are to be implemented.

Depending on the foundation used, either blinding concrete, a work-platform protective layer or a foundation support layer are made. Construction measures required to ensure that this protective layer is not contaminated by the supporting soil at the bottom of the excavation are to be implemented (geotextile, anti-contamination layer, etc.).

#### 5.1.2.4

#### For soil passive pressure

Please refer to paragraph 3.5.3.

#### 5.1.2.5

#### Minimum reinforcement length (SC, RI, or piles)

Except for special justifications, the minimal reinforcement length is the ground height in area 1 and/or 2.

#### 5.1.3

#### General verification and inspection

Current regulations apply and are completed by the following.

### 5.1.3.1

#### Concrete foundation slab

The contract documents specify the number and nature of samples. The recommended frequency of sampling is at least the following:

- 1 sample per 100 m<sup>3</sup> of concrete installed;
- 1 sample per wind turbine;
- 6 specimens per sample.

Concrete characteristics must comply with NF EN 206.

### 5.1.3.2

#### For bearing and weathering of the excavation bottom

At the end of the excavation, the geotechnical model is checked by the geotechnical engineer for conformity with soil type and homogeneity at the bottom of the excavation.

If there are different sub-base levels, the geotechnical engineer ensures conformity with stepping rules.

If new material is brought in, its classification and bearing must be defined and checked by the geotechnical engineer.

### 5.1.3.3

#### For hydraulic assumptions

The validity of the hydrogeological model, especially for the absence of surface water accumulating on the foundation slab, is verified by the geological engineer.

## 5.2

### Gravity bases

#### 5.2.1

##### Description

A wind-turbine foundation slab is generally polygonally shaped and is similar to a circular foundation slab with the same surface area and diameter  $\Phi$ . It generally has a horizontal base and is found at an embedding depth of  $h$  from the surface.

The footings are considered to be infinitely rigid.

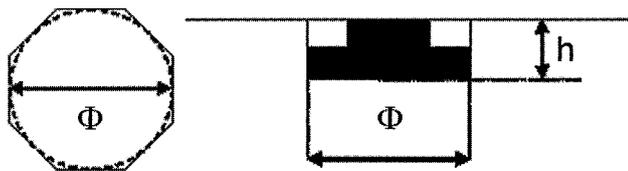


FIG. 8 Wind-turbine foundation slab.

Chapter 5.2 applies to both gravity bases made directly on natural soil and also to gravity bases made on soil whose "mass" has been substituted or improved by specific techniques not covered by these recommendations (dynamic compaction, vibroflotation, solid injection).

### 5.2.2

#### Geotechnical data

In accordance with Fascicle 62-Title V (MELT 1993), justifying the bearing and calculating the settlement and rotation of a foundation slab requires knowledge of the soil over a theoretical height equal to  $h + 8 \Phi$ . This height may be limited for wind-turbine foundation slabs with values described in § 4.4.3.1.

The bearing capacity is calculated from an equivalent limit pressure  $p_{ie}^*$  or an equivalent penetrometer value  $q_{ce}$ .

These values for  $p_{ie}$  and/or  $q_{ce}$  according to a range of diameters  $\Phi$  are given as part of a geotechnical study.

### 5.2.3

#### Justifications

##### 5.2.3.1

##### Bearing

The bearing capacity is calculated by applying current regulations (example: pressuremeter and penetrometer regulations) at SLS and ULS.

For all SLS and ULS load charges, the following are calculated:  $\sigma_{max}$ ,  $\sigma_{min}$  and  $q_{ref} = (3\sigma_{max} + \sigma_{min})/4$  in accordance with § 3.5.2.

For the maximum constraint  $q_{ref}$ , verify that:

$$q_{ref} < i_{\delta p} k_p p_{ie}^* / \gamma_{soil} + q'_o \quad (23)$$

$$q_{ref} < i_{\delta p} k_c q_{ce} / \gamma_{soil} + q'_o \quad (24)$$

where  $\gamma_{soil}$  is the partial factor of safety under footings in current regulations.

*Comment:  $i_{\delta p}$  is calculated in conformity with current standards according to the applied load inclination and to the proximity of an embankment slope.*

*Comment: For pressuremeter tests, ensure that the maximum pressure applied on the soil is not exceeded by the creep pressure  $p_f$ .*

##### 5.2.3.2

##### Settlement

###### Overall settlement

For static deformations between  $10^{-3}$  and  $10^{-2}$  under a charge causing a constraint  $q$ , the settlement  $w$  can be calculated. This enables the ST and LT static stiffness  $K_{vs} = q/w$  to be determined.

Remember that these ST and LT values for  $K_{vs}$  are given as part of a geotechnical study.

##### 5.2.3.3

##### Rotation

Rotation is defined using the widths given in Figure 9 by the following formula:

$$\varphi = (h_2 - h_1) / \Phi \quad (25)$$

The rotational stiffness is defined as  $K_\varphi = M/\varphi$  (26)

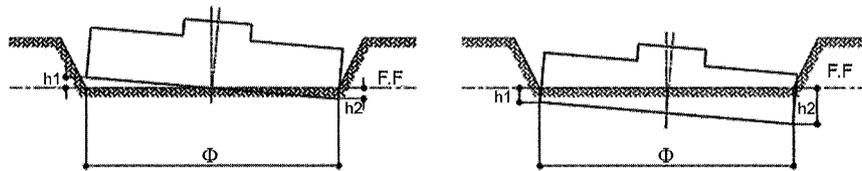


FIG. 9 Diagram of rotation in a gravity-base foundation slab.

### The specific case of completely compressed soil

The following table below gives the literal expressions enabling coefficient values for the spring stiffness to be determined for rigid circular foundation slabs with a radius  $r$  in a perfectly homogenous, elastic, semi-infinite and isotropic medium.

$$\text{With } G = E/[2(1+\nu)] \quad (27)$$

TABLE VII Rotational stiffness for an unheaved circular foundation slab.

Configurations	$K_{\phi NS}$ expressions (NS = Non-soulevé, unheaved)
Infinite medium	$k_{\phi NS} = \frac{8}{3} \cdot \frac{G \cdot r^3}{(1-\nu)}$
Dual-layer Layer 1 on layer 2 $H_1$ : thickness of layer 1	$k_{\phi NS} = \frac{8}{3} \cdot \frac{G_1 \cdot r^3}{(1-\nu_1)} \cdot \frac{1 + \frac{r}{6 \cdot H}}{1 + \frac{r}{6 \cdot H} \cdot \frac{G_1}{G_2}}$ True if $r < H_1 < 2r$

*Comment: These expressions are related to the main inertia axis and are only valid if the soil remains compressed under the entire circular foundation with a radius  $r = \Phi/2$ .*

Remember that in quasi-permanent SLS (obtained from  $DLC_{QP}$  load cases), the soil under the footing must always be completely compressed.

Under  $ELS_{Rare}$  stresses (obtained from certain  $DLC_{Rare}$  loads mentioned in paragraph 3.4.1 – theoretical situations 1 and 2), the soil may not be completely compressed. In this case,  $K_{\phi}$  must be weighted with a coefficient  $\beta_1$  (see § 3.5.5.1 and Figure 4) that depends on the percentage of completely compressed soil under the footing.

### 5.2.3.4

#### Sliding failure

Please refer to paragraph 3.5.3 of these recommendations.

### 5.3

## Gravity bases on soil reinforced with stone columns

This chapter applies exclusively to soil reinforcement using stone columns under wind-turbine foundation slabs. These footings are considered to be infinitely rigid.

The stone columns are made and inspected according to the “CFMS Stone-Column Recommendations (2011)” and Standard NF EN 14731 (Improving soil foundation by deep vibration). The recommendations in this document supplement these reference documents, taking into account the specific aspects of wind-turbine foundations. If there are divergent recommendations, the least favorable condition or method must be used.

### 5.3.1

#### Description

This type of soil reinforcement involves installing a group of vertical columns made of granular, cohesionless material. They are installed by soil displacement and compacted by successive passes.

These columns pass through compressible soil to improve and homogenize soil conditions under the foundation.

In addition to paragraph 4.2 of the “CFMS Stone-Column Recommendations (2011)”, the specific case of wind turbines requires load transfers (especially shear) via a load-transfer platform on the underside of the foundation slab.

*Comment: If the stone columns are made at the bottom of the excavation on a work platform consisting of natural gravel, this platform can be integrated into the load-transfer platform. If the stone columns are made on the natural ground before excavation, it is advisable to lay a load-transfer platform between the column heads and foundation underside.*

Soil treatment with stone columns combines the following actions, one or more of which can be explored:

- Improving bearing and reducing settlement;
- Increasing the equivalent characteristics of the foundation slab on treated soil (horizontal shear strength, internal friction angle and deformation parameters).

A stone column is a soil reinforcement procedure: it is not a foundation component or a deep foundation. The foundations of a structure supported by soil treated with stone columns are always considered as shallow.

The soil reinforcement design parameters are as follows:

- Depth  $L$  of the stone columns;
- Cross-sectional area of these inclusions and/or their equivalent diameter  $\Phi_1$  in each of the layers crossed;
- Allowable stress in the stone column (depends on the mechanical characteristics of the surrounding soil), and its deformation characteristics (modulus of deformation, Poisson’s ratio, etc.);
- Number of columns;
- Column mesh, or the reinforcement incorporation ratio  $\beta$ , which represents the ratio of area covered by column heads to total surface treated area;

-- Load-transfer platform characteristics:

- Thickness  $H_{plat'}$
- Intrinsic characteristics:  $c'$  and  $\phi'$ ,
- Deformation modulus  $E$  and shear modulus  $G$ ,
- Compactness.

### 5.3.2

#### Geotechnical data

Please refer to chapter 4: "Geotechnics and design parameters" of these recommendations.

To justify the bearing and calculate the settlement and rotation of this foundation slab on reinforced soil, the geotechnical data must combine:

- The requirements of chapter 5.2.1 on the gravity bases, and;
- The specific requirements for calculating stone column bearing, namely knowledge of the soil over a height equal to  $L + \max(5m; 7 \Phi_c)$ .

Successive geotechnical studies must enable a standard cross-section to be specified, with all the soil parameters listed in paragraphs 4.6.1 and 4.6.2 per approximately homogenous layer.

*Comment: Remember that the  $p_i^*$  or  $q_c$  values for calculating the lateral earth pressure of the stone column must be given as part of a geotechnical study.*

### 5.3.3

#### Stone-column operation

##### 5.3.3.1

#### General principles

The following assumptions are made:

- Loads applied by the foundations are distributed between the soil and stone columns according to the vertical stiffness and incorporation ratio via diffusion of stresses through the load-transfer platform;
- Loading of stone columns, and hence overall load distribution, is limited by mobilizable lateral earth pressure of the surrounding ground (lateral earth pressure is a function of the limit pressure, or CPT tip resistance; see chapter 5.4.1 of the "CFMS Stone-Column Recommendations [2011]).

##### 5.3.3.2

#### Areas of application

For wind-turbine projects, stone columns should not be used in compressible soil that cannot guarantee sufficient lateral confinement.

We draw attention to the difficulty of justifying allowable stresses in the soil and columns (mainly ULS stresses), unless the foundation slab diameter can be increased to significantly reduce the stresses applied under the foundation.

*Comment: In compressible soil, it is usually difficult to justify a foundation slab on stone columns with a soil bearing capacity under the foundation slab greater than 250 kPa (2.5 bars) at SLS, and greater than 350 kPa (3.5 bars) at ULS.*

### 5.3.3.3

#### The aims of soil reinforcement

Soil reinforcement aims to provide reinforced soil with the mechanical characteristics required for constructing a wind turbine on a foundation slab with ordinary weight. The foundations must behave as on homogeneous soil.

The following parameters thus need to be determined to design the foundation slab:

- Parameters for calculating SLS/ULS bearing capacity on reinforced soil;
- Foundation reaction coefficients  $K_v$  and  $K$  or equivalent ST or LT deformation moduli  $E_{eq}$  for reinforced soil;
- Parameters for sliding failure, especially the friction angle  $\phi$  of soil under the foundation (which corresponds to the foundation's friction angle on the load-transfer platform);
- Equivalent Poisson's ratio  $\nu_{eq}$  for reinforced soil;
- Equivalent dynamic shear modulus  $G_{dyn}$  for reinforced soil in the deformation range  $10^{-3}$  to  $10^{-4}$  and the dynamic rotational stiffness ratio  $K_{\phi dyn}$  of the foundation on the reinforced soil.

### 5.3.4

#### Justifications

##### 5.3.4.1

#### Bearing verification

When the design calculations are carried out, the stress distribution between the soil and the stone columns must be verified for all stone columns, to ensure that the limit values for  $q_s$  under the footing and  $q_a/q_{aULS}$  in the columns are not exceeded (see definition of  $q_a$  and  $q_{aULS}$  in paragraphs 5.4.4 and 5.4.5 of the "CFMS Stone-Column Recommendations").

In all SLS and ULS cases, the  $S_{comp}$ ,  $\sigma_{max}$ ,  $\sigma_{min}$  and  $q_{ref} = (3 \sigma_{max} + \sigma_{min})/4$  are calculated according to § 3.5.2.

*Comment: For a column to be taken into account in the overall bearing calculation, its presence in the completely compressed imaginary soil section must be verified, as set out in § 3.5.2 and illustrated in Appendix B.*

To take account of the specific character of wind-turbine foundations, the local and overall bearing requirements described in the following paragraphs must be verified for all load cases by pressuremeter and penetrometer methods.

##### 5.3.4.1.1

#### Overall bearing requirements

The following overall bearing requirement is verified for all SLS and ULS load cases, with:

$$q_{soilELS} > (q_{refSLS} S_{comp} - n Q_{colSLS}) / (S_{comp} - n A_p) \quad (28)$$

$$q_{soilELU} > (q_{refULS} S_{comp} - n Q_{colULS}) / (S_{comp} - n A_p) \quad (29)$$

$n$  = number of columns under the reference surface area  $S_{ref}$  illustrated in Appendix B:

$$Q_{colSLS} = A_p q_{aSLS} \quad (30)$$

$$Q_{colULS} = A_p q_{aULS} \quad (31)$$

With pressuremeter or penetrometer methods, the following are used respectively:

$$q_{\text{soilSLS}} = k_p \frac{p_{le}}{\gamma_{\text{soilSLS}}} + q'_o \text{ or } q_{\text{soilULS}} = k_c \frac{q_{ce}}{\gamma_{\text{soilSLS}}} + q'_o \quad (32)$$

$$q_{\text{soilSLS}} = k_p \frac{p_{le}}{\gamma_{\text{soilSLS}}} + q'_o \text{ or } q_{\text{soilSLS}} = k_c \frac{q_{ce}}{\gamma_{\text{soilSLS}}} + q'_o \quad (33)$$

with  $\gamma_{\text{soilSLS}} = 3$  and  $\gamma_{\text{soilULS}} = 2$

#### 5.3.4.1.2

#### Local bearing requirements

The following must be verified for all load cases (SLS and ULS), mesh by mesh:

The following soil bearing requirements:

$$q_{\text{soilSLS}} > (q_{\text{refSLS}} S_{\text{mesh}} - Q_{\text{colSLS}}) / (S_{\text{mesh}} - A_p) \quad (34)$$

$$q_{\text{soilULS}} > (q_{\text{refULS}} S_{\text{mesh}} - Q_{\text{colULS}}) / (S_{\text{mesh}} - A_p) \quad (35)$$

$$Q_{\text{colSLS}} = A_p q_{\text{aSLS}} \quad (36)$$

$$Q_{\text{colULS}} = A_p q_{\text{aULS}} \quad (37)$$

With pressuremeter and penetrometer methods, the following equations are used respectively:

$$q_{\text{soilULS}} = k_p \cdot p_{le} / \gamma_{\text{soilULS}} + q'_o \text{ or } q_{\text{soilULS}} = k_c \cdot q_{ce} / \gamma_{\text{soilULS}} + q'_o$$

$$q_{\text{soilSLS}} = k_p \cdot p_{le} / \gamma_{\text{soilSLS}} + q'_o \text{ or } q_{\text{soilSLS}} = k_c \cdot q_{ce} / \gamma_{\text{soilSLS}} + q'_o$$

with  $\gamma_{\text{soilSLS}} = 3$  and  $\gamma_{\text{soilULS}} = 2$ .

The following settlement requirements at SLS, to ensure that they remain elastic:

$$q'_{\text{app}} < k_p p_{le} / \gamma + q'_o \text{ or } q'_{\text{app}} < k_c q_{ce} / \gamma + q'_o \quad (38)$$

where  $q'_{\text{app}}$  is the mean stress taken up by the soil over the mesh.

The following stress requirements in the columns:

$$q_{\text{col}} < q_{\text{aSLS}} \text{ at SLS limited to a minimum } (q_{re}; q_{rp}; 1.6 \text{ MPa})/2;$$

$$q_{\text{col}} < q_{\text{aULS}} \text{ at ULS limited to a minimum } (q_{re}; q_{rp}; 1.6 \text{ MPa})/1.5;$$

$q_{\text{aSLS}}$ : maximum allowable stress in the column at SLS;

$q_{\text{aULS}}$ : maximum allowable stress in the column at ULS;

$q_{re}$  and  $q_{rp}$ : see definitions § 5.4 in the "CFMS Stone-Column Recommendations (2011)".

#### 5.3.4.2

#### Sliding failure

The stone columns enable an increase in the equivalent characteristics of the foundation slab on treated soil: horizontal shear strength, internal friction angle, and potentially the deformation parameters.

The shear stresses at the footing underside are distributed through the load-transfer platform according to the friction under the footing, and thus in proportion to the distribution of compressed vertical stresses:

$\sigma_{\text{col}}$  in the stone column;

$\sigma_s$  outside this stone column's land-take.

They therefore only apply on soil or columns bearing under compression, especially in the case of overturning moments on the footing.

In the case of a footing subject to a torque ( $Q$ ,  $M$ ,  $H_{\text{ULS}}$ ), only those columns bearing under compression are taken into account in the verification.

According to the share of the total load taken up by the soil and by the stone columns respectively, the equivalent

shear strength can be determined from the internal friction angles for the entire soil/column structure.

$$\tan \phi_{\text{eq}} = m' \tan \phi_c + (1-m') \tan \phi_s \quad (39)$$

With

$$m' = (n-1)/n \quad (40)$$

$$n = \text{improvement factor} = \sigma_{\text{appl}} / \sigma_{\text{soil}} \quad (41)$$

Please refer to the comments in paragraph 3.5.3, replacing  $\phi'$  with  $\phi_{\text{eq}}$ .

#### 5.3.4.3

#### Calculating deformations

The foundation's settlement and rotation are calculated using equivalent reinforced soil characteristics for short- and long-term loads according to the principles set out in § 5.2.3.

#### 5.3.4.4

#### Intrinsic behavior of stone columns

##### 5.3.4.4.1

#### Maximum allowable stress in the columns

Calculating the maximum allowable stress requires vertical failure stress  $q_v$  of an isolated column from column material characteristics and those of the surrounding soil to be determined for the following potential failures mechanisms:

- Lateral expansion failure (often a design requirement);
- Punching failure (floating columns).

##### 5.3.4.4.2

#### Stone-column static deformation modulus of $10^{-2}$

This modulus equals a maximum of 10 times the modulus for the surrounding ground. According to paragraph 5.3 of the "CMFS Stone-Column Recommendations (2011)", it can be taken equal to  $E = 60 \text{ MPa}$  if the columns comply with the compactness requirements:

$$q_{\text{cm}} > 10 \text{ MPa}$$

$$p_1 > 1.2 \text{ MPa}$$

$$q_d > 10 \text{ MPa}$$

##### 5.3.4.4.3

#### "Dynamic" stress of $10^{-4}$ in the stone column

If the columns respect the above minimum compactness requirements, the shear modulus of  $10^{-4}$  in the stone columns may be taken equal to:

$$G_{\text{coldyn}} = 0.55 G_{\text{max}} = 55 \text{ MPa} \quad (42)$$

Comment: This value is obtained from the following correlations:  $G_{\text{max}} = 7 E_{m'} E_m = 15 \text{ MPa}$ ,  $G_{\text{coldyn}} / G_{\text{max}} = 0.55$  to  $10^{-4}$ .

#### 5.3.4.5

#### Calculating equivalent "dynamic" characteristics for reinforced soil

For deformation between  $10^{-3}$  and  $10^{-4}$  a simplified assumption is adopted, according to which shear

deformations in the soil and stone columns are equal, and the equivalent shear modulus of the soil-column system is thus written (see § 4.6.2 and 5.3.4.4.3):

$$G_{eq} = \beta \cdot G_{coldyn} + (1 - \beta) \cdot G_{soildyn} \quad (43)$$

$$\beta: \text{substitution rate} = A_{col} / S_{mesh} \quad (44)$$

$A_{col}$ : stone column area;

$S_{mesh}$ : column mesh surface area.

This value of  $G_{eq}$  at  $10^{-4}$  m enables the rotational stiffness requirement  $K_{\phi}$  to be calculated using the formula from § 4.6.3.2.2 and applying the requirement from § 3.5.5.

### 5.3.5

#### Construction measures

Current regulations (CFMS Stone-Column Recommendations [2011]) and those of paragraph 5.1.2 apply, and are completed below.

#### 5.3.5.1

##### Containing columns

The mobilizable load in stone columns is limited by the mobilizable lateral earth pressure in surrounding ground (according to the limit pressure or CPT tip resistance, see chapter 5.4.12 of "CFMS Stone-Column Recommendations [2011]").

Wind-turbine foundation slabs generate significant specific stresses at the foundation edges.

If the calculation methods used to design stone columns assume a perfect column confinement and an infinite mesh, the number of peripheral stone columns under the foundation slab must be increased, or an additional row of peripheral columns must be installed to allow for this containment.

In addition, containing columns must be planned outside the footing in the following cases:

- When the foundation design takes account of improvements of soil characteristics located between the columns (especially for the lateral earth pressure) as a result of their installation method (ground tightening);
- In this case, acceptance tests between columns (CPT, PMT, etc.) must be carried out to confirm these improvements;
- In the case of liquefiable soil, where stone columns have an anti-liquefaction function;
- The treatment must then be extended to an extended width equal to half the bottom depth of the layer prone to liquefaction.

#### 5.3.5.2

##### Load-transfer platform

In addition to paragraph 4.2 of the "CFMS Stone-Column Recommendations", load transfer (especially shear strength) in the specific case of wind turbines must be obtained by means of a load-transfer platform on the underside of the foundation slab.

The aim of this platform is avoid any disturbance and ensure homogenous contact between the footing and soil.

*Comment: If the stone columns are made at the bottom of the excavation on a work platform made of*

*natural gravel, this work platform can be integrated into the load-transfer platform. If the stone columns are made on natural ground before excavation, it is advisable to lay a load-transfer platform between the columns and foundation underside.*

The load-transfer platform with a height  $H_{plat}$  must be installed in accordance with "sub-grade layer" or "road" requirements (LCPC/SETRA 2000a and b), whether it is made of frictional material (natural gravel) and/or treated with binders (cement, lime, etc.).

It is characterized by *in-situ* "sub-grade layer" or "road" tests (plate loading tests, etc.), or by more standard geotechnical tests (such as pressuremeter or penetrometer tests), or laboratory tests (CBR or Immediate Bearing Index, cohesion measurements, friction angle, water content, etc.).

The aim of these tests is to check the *in situ* compactness of the material and determine its constitutive behavior by estimating its various deformation moduli (pressuremeter modulus if possible, Young's modulus  $E$ , or oedometric modulus  $E_{oed}$ ) and shear strength ( $c'$ ,  $\phi'$ ). This is in order to calculate the settlement, ultimate compressive strength and shear resistance of the material in this layer.

The geomechanical characteristics of this load-transfer platform, for example EV2 modulus and its thickness, will vary according to the foundation system design. This load-transfer platform generally consists of at least 40 cm of material:

- Natural gravel granular backfill;

- For example, class D1, D2 or D3, or R in accordance with LCPC/SETRA (2000a and b) (or NFP 11-300),
- Compacted to 95% of the Modified Proctor Optimum (OPM),
- Which gives a deformation modulus (equivalent to an EV2 modulus) of around 50 MPa, an EV2/EV1 ratio  $< 2.1$  and a friction angle of  $40^\circ$  for crushed aggregate and  $38^\circ$  for rolled aggregate;

- Soil treated with binder, whose ordinary cohesion characteristics and friction angle to be taken into account for the calculations are at least  $c' = 50$  kPa and  $\phi' = 25^\circ$ .

The load-transfer platform is to be installed according to professional practices and is subject to the standard inspections for accepting sub-grade layers beneath ground slabs.

To distribute the concentration of foundation-slab peripheral stresses as well as possible, there must be a load-transfer platform extended over a width corresponding to at least the maximum of ( $H_{plat}/2$ ; 0.5m) beyond the edge of the foundation slab and last row of columns. This is the minimum width to ensure satisfactory compaction.

Construction measures to ensure that the load-transfer platform is not contaminated by the supporting soil are to be implemented (geotextile, anti-contamination layer, etc.).

### 5.3.6

#### Verification and Inspection

These are to comply with those in chapter 6 of the "CFMS Stone-Column Recommendations (2011)" and are completed by the following recommendations.

### 5.3.6.1

## Bearing and weathering of the excavation top

Please refer to chapter 5.1.3.

### 5.3.6.2

## Load-transfer platform

### 5.3.6.2.1

### Thickness

Load-transfer platform thickness is verified by comparing topographic readings at three different points per wind turbine.

### 5.3.6.2.2

### Quality

"Sub-grade layer", plate loading, CBR or Immediate Bearing Capacity test, as well as  $\phi'$  and particle-size measurements are recommended.

*Comment: For an embankment thicker than 1 m, pressuremeter or CPT tests can be used.*

The frequency of these various types of test can be as follows:

- Bearing tests (a choice of plate loading,  $q_u$ ,  $p_1$  or CBR);
  - At least 3 per foundation slab and 3 per construction site;
- Identification (particle size) and/or characterization tests ( $c'$ ,  $\phi'$ );
  - At least 1 per construction site.

## 5.4

## Gravity bases on soil reinforced with rigid inclusions

The recommendations in this chapter 5.4 are an addition to those of the National ASIRI (*Amélioration des Sols par Inclusions Rigides*) Project and contractor specifications, and take account of the specific character of wind-turbine foundations.

### 5.4.1

### Description

A wind-turbine foundation slab is generally polygon-shaped and is similar to a circular slab with the same surface area and diameter  $\Phi$ . Its base is usually horizontal and is at depth  $h$  from the surface level. The footings are considered to be infinitely rigid.

The foundation slab is supported by soil improved using a group of  $n$  rigid inclusions (RI) with a diameter  $\Phi_1$  and a length  $L$ .

Chapter 5.4 applies exclusively to soil reinforcement using the technique of vertical rigid inclusions under wind-turbine foundation slabs. This type of soil reinforcement involves installing a group of vertical rigid inclusions that pass through the compressible soil. This is to improve and homogenize soil conditions under the foundation by creating composite material;

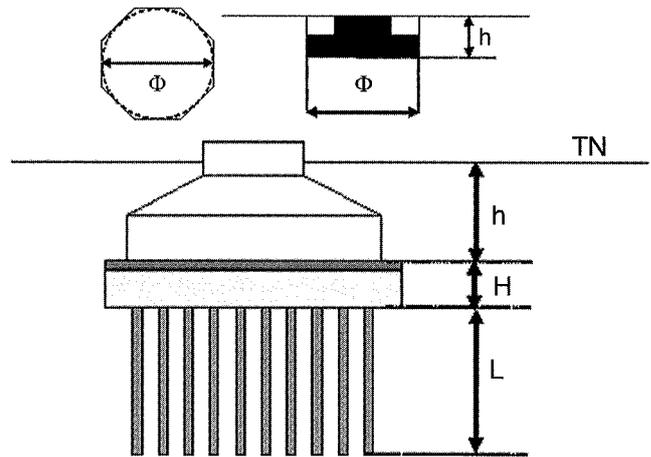


FIG. 10 Reinforcement diagram.

- These inclusions can be installed using a wide variety of techniques (drilling, boring, vibration, soil displacement, etc.);

- These inclusions are usually made of concrete, mortar, or metal.

Load transfer from the foundation slab therefore must be via a load-transfer platform laid between the foundation base and the inclusion heads. If this is not possible, the procedures for hybrid or "composite" foundations are applied (see chapter 5.6).

The design parameters for soil reinforcement are therefore as follows:

- Inclusion depth  $L$ ;
- Inclusion cross-section area and/or its equivalent diameter  $\Phi_1$ ;
- Inclusion material strength, its deformation characteristics (modulus of deformation, Poisson's ratio, etc.);
- Inclusion bearing requirements in relation to the soil;
- Number of inclusions, their mesh, or the incorporation ratio  $\alpha$  of reinforcements, which represents the ratio of area covered by the inclusion heads and total treated surface area;
- Load-transfer platform characteristics:
  - thickness  $H_{\text{plat}}$
  - intrinsic characteristics:  $c'$  and  $\phi'$ ,
  - the modulus of deformation  $E$  and shear modulus  $G$ ,
  - compactness.

### 5.4.1.1

### Area of use

This soil reinforcement system is the preferred choice in areas 1 and 2, with the comments made in paragraph 5.1 taken into account.

### 5.4.2

### Geotechnical Data

To justify the bearing and calculate settlement and rotation of the foundation slab on reinforced soil, it is important to remember that the geotechnical data should combine:

- The requirements in chapter 5.1.2 for gravity bases;
- Specific requirements for calculating rigid inclusion bearing, namely including knowledge of the soil over a height equal to  $h + H + L + \text{maximum } (5 \text{ m}; 7 \varnothing; \varnothing/2)$ .

Successive geotechnical studies must enable a standard cross-section to be specified, with all of the soil parameters listed in § 4.6.1 and 4.6.2 per approximately homogeneous layer.

### 5.4.3

## Rigid-Inclusion Operation

### 5.4.3.1

### Vertical structural stresses

The following assumptions are made:

- The structure's load is distributed between the soil and rigid inclusions:
  - by stresses diffusing through the load-transfer platform,
  - by "soil-inclusion" and "inclusion-soil" load transfer under the effect of relative displacement of the inclusions and the surrounding soil due to their differential shortening (elastic behavior);
- Loading of rigid inclusions is limited by the effect of their settlement on the sub-base layer under the inclusion tip and by the inclusion penetrating into the load-transfer platform (elastoplastic behavior of "inclusion-load-transfer platform" and "inclusion-anchoring" contact).

### 5.4.3.2

### Non-vertical structural stresses

Rigid inclusions are not designed to directly take up horizontal stresses, moments or heaving stress from the structure.

Specific measures must therefore be adopted to take up these stresses. Standard design methods for shallow footings (friction, ballasting, etc.) can be used for this.

Depending on their intrinsic characteristics and soil conditions, inclusions can tolerate low parasitic stress values (horizontal stresses, shear, etc.) that must be estimated. It is therefore advisable to verify how compatible these stress values are with the strength requirements for inclusion materials (see § 5.4.4).

### 5.4.3.3

### The aim of soil reinforcement

Soil reinforcement aims to provide reinforced soil with the mechanical characteristics required for constructing a wind turbine on a standard-weight foundation slab. The foundation must behave as on a homogenous soil.

The following parameters must therefore be determined to design the foundation slab:

- Those for calculating SLS/ULS bearing capacity of reinforced soil;
- $K_v$  and  $K_h$  foundation reaction coefficients, or equivalent  $S_T^H$  and  $L_T$  deformation moduli  $E_{eq}$  for reinforced soil;

- Those enabling slide verification, especially the friction angle:

- Equal to the load-transfer platform friction angle, for verifying horizontal sliding under the footing,
- Equal to the soil friction angle, for verifying horizontal sliding on the underside of the load-transfer platform;

- Equivalent Poisson's ratio  $\nu_{eq}$  for reinforced soil;

- Equivalent dynamic shear modulus  $G_{dyneq}$  for reinforced soil in the deformation range of  $10^{-3}$  to  $10^{-4}$  and the dynamic rotational stiffness ratio  $K_{\phi dyn}$  for the foundations on reinforced soil.

The construction, design and supervision of rigid inclusions not defined in Fascicle 62-Title V must be covered and validated by the ASIRI recommendations, or by specifications that are specific to the contractor's construction method [in accordance with DTU 13.2 § 1.11 (+ comments)].

Rigid inclusions are soil reinforcement procedures: they are not foundation components or deep foundations. The design regulations for foundation piles or granular inclusions do not apply to soil reinforced with rigid inclusions.

### 5.4.4

## Inclusion justification

### 5.4.4.1

### Verifying reinforced soil bearing

When the design calculations are carried out, the distribution of stresses between the soil and the inclusions must be verified to ensure that soil-inclusion interaction limits are not exceeded. This must be verified for all rigid inclusions, including between the load-transfer platform and rigid inclusions.

Nevertheless, partial excess of some of these interaction limits values is allowed, subject to verification of the overall and local bearing capacity.

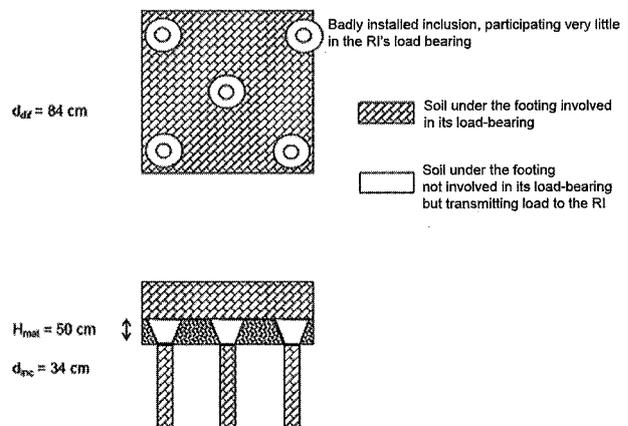


FIG. 11 Example of rigid-inclusion distribution under a footing.

In all cases of SLS or ULS,  $S_{comp}$ ,  $\sigma_{max}$ ,  $\sigma_{min}$  and  $q_{ref} = (3 \sigma_{max} + \sigma_{min})/4$  are calculated in accordance with paragraph 3.5.2.

Comment: For a column to be taken into account in the overall bearing calculation, its presence in the entirely compressed imaginary soil section must be verified, as set out in § 3.5.2 and illustrated in Appendix B.

To take account of the specific character of wind-turbine foundations, the local and overall bearing requirements described in the following paragraphs must be verified for all load cases by pressuremeter and penetrometer methods.

#### 5.4.4.1.1

### Overall Bearing Requirement

The following overall bearing requirement is verified for all cases of SLS and ULS loads, with:

$$q_{\text{soilSLS}} > (q_{\text{refSLS}} S_{\text{ref}} - n Q_{\text{colSLS}}) / (S_{\text{ref}} - n A_p)$$

$$q_{\text{soilULS}} > (q_{\text{refULS}} S_{\text{ref}} - n Q_{\text{colULS}}) / (S_{\text{ref}} - n A_p)$$

$n$  = number of inclusions under the reference surface area  $S_{\text{ref}}$  illustrated in Appendix B

$$Q_{\text{colSLS}} = A_p \min[0.3 f_c^*; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)/A_p]$$

$$Q_{\text{colULS}} = A_p \min[\alpha_{\text{cc}} f_c^*/1.5; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)/A_p] \quad (45)$$

$\alpha_{\text{cc}} = 0.8$  for unreinforced inclusions, 1 in other cases.

With pressuremeter or penetrometer methods, the following are used respectively

$$q_{\text{soilSLS}} = k_p p_{\text{le}}/\gamma_{\text{soilSLS}} + q'_{\text{o}} \text{ or } q_{\text{soilULS}} = k_c q_{\text{ce}}/\gamma_{\text{soilULS}} + q'_{\text{o}}$$

$$q_{\text{soilSLS}} = k_p p_{\text{le}}/\gamma_{\text{soilSLS}} + q'_{\text{o}} \text{ or } q_{\text{soilULS}} = k_c q_{\text{ce}}/\gamma_{\text{soilULS}} + q'_{\text{o}}$$

For the overall bearing requirement, the coefficients chosen to apply the formulae are as follows:

TABLE VIII Suggested Safety Factors.

		$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{\text{mat}}$	$\gamma_{\text{soil}}$
QP SLS	Driven RI	2.00	2.00		3.00
	Bored RI	2.80	2.00		3.00
Rare SLS	Driven RI	1.57	1.57		3.00
	Bored RI	2.20	1.57		3.00
ULS		1.40	1.40	1.75	2.00

Additional Information: During verification of the system's overall bearing capacity by applying the above safety factors, the ultimate values for some of the resisting components (soil under the footing, load-transfer platform, inclusion friction and inclusion tip) may be attained but not exceeded (partial safety factor of 1 when in operation) when the calculations for stress distribution between the soil, load-transfer platform and inclusions are carried out.

#### 5.4.4.1.2

### Local Bearing Requirement

The following must be verified for all load cases (SLS and ULS), mesh by mesh.

The following local bearing requirement is verified with:

$$q_{\text{soilSLS}} > (q_{\text{refULS}} S_{\text{mesh}} - Q_{\text{colULS}}) / (S_{\text{mesh}} - A_p)$$

$$q_{\text{soilULS}} > (q_{\text{refSLS}} S_{\text{mesh}} - Q_{\text{colSLS}}) / (S_{\text{mesh}} - A_p) \quad (46)$$

$$Q_{\text{colSLS}} = A_p \min[0.3 f_c^*; \max(S_{\text{q}}; A_p) / A_p \sigma'_{\text{plat}} / \gamma_{\text{plat}}; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)/A_p]$$

$$Q_{\text{colULS}} = A_p \min[\alpha_{\text{cc}} f_c^*/1.5; \max(S_{\text{q}}; A_p) / A_p \sigma'_{\text{plat}} / \gamma_{\text{plat}}; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)/A_p]$$

Comment: Remember that the imaginary column bearing ( $Q_{\text{col}} = q_{\text{col}} S_{\text{col}}$ ) equals the minimum inclusion bearing value in terms of material strength, the inclusion bearing in relation to soil assessed under the neutral point and the embankment column bearing above the inclusion in terms of punching effect:

$\sigma'_{\text{plat}}$  and  $\gamma_{\text{plat}}$  defined in paragraph 5.4.5 with pressuremeter or penetrometer methods, the following are used respectively:

$$q_{\text{soilSLS}} = k_p p_{\text{le}}/\gamma_{\text{soilSLS}} + q'_{\text{o}} \text{ or } q_{\text{soilULS}} = k_c q_{\text{ce}}/\gamma_{\text{soilULS}} + q'_{\text{o}}$$

$$q_{\text{soilSLS}} = k_p p_{\text{le}}/\gamma_{\text{soilSLS}} + q'_{\text{o}} \text{ or } q_{\text{soilULS}} = k_c q_{\text{ce}}/\gamma_{\text{soilULS}} + q'_{\text{o}}$$

The safety factors are those given in Table 8.

#### 5.4.4.2

### Calculating Deformations

The foundation's settlement and rotation are calculated from the equivalent characteristics of the reinforced soil for short- and long-term loads, according to the principles set out in paragraph 5.2.3.

It is advisable to take account of significant variations in these equivalent characteristics according to mesh-position, as well as differences in geotechnical conditions and applied loads.

#### 5.4.4.3

### Verification in Compression

The intrinsic behavior of rigid inclusions is characterized by:

- Young's modulus  $E_v$  for the rigid component's material, for long- and short-term applied loads;
- The compressive strength  $f_{\text{cj}}$  of the rigid component's material, which for concrete inclusions is tested by compressive strength tests;
- The material grade, quality and elastic limit  $f_s$  in the case of metal inclusions.

#### 5.4.4.3.1

### Mortar, grout or concrete inclusions

#### • Definition of $f_{\text{cd}}$

If concrete or grout is used, the characteristic design value  $f_{\text{cd}}$  of the material is defined according to the National Implementation Standard of Eurocode 7 (NF P94 262 Deep Foundations) or special specifications:

$$f_{\text{cd}} = \text{Min} \left( \alpha_{\text{cc}} k_3 \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_c}; \alpha_{\text{cc}} \frac{f_{\text{ck}}(t)}{\gamma_c}; \alpha_{\text{cc}} \frac{C_{\text{max}}}{\gamma_c} \right) \quad (47)$$

with:

$\alpha_{\text{cc}}$  coefficient depends on the presence or absence of a reinforcement (if reinforcement is present = 1, without reinforcement = 0.8);

$\gamma_c$  partial factor with a value of 1.5 at fundamental ULS and 1.2 at accidental ULS;

$f_{\text{ck}}^*$  characteristic value of the compressive strength of the concrete, grout or mortar in the inclusion, determined using the following formula:

$$f_{\text{ck}}^* = \inf(f_{\text{ck}}(t); C_{\text{max}}; f_{\text{ck}}) \frac{1}{k_1 k_2} \quad (48)$$

$f_{ck}$  characteristic concrete strength under compression, measured on cylinders at 28 days;

$f_{ck}(t)$  characteristic concrete strength under compression, measured on cylinders at time  $t$ ;

$k_1$  and  $k_2$  according to boring method and slenderness;

$k_3$  according to type of structure for more thorough inspection or additional in-situ test procedures;

$C_{max}$  takes account of the required consistency for fresh concrete, grout or mortar.

• Definition of  $k_3$

The  $k_3$  value is defined in the following table, according to test type, foundation type and number of inclusions under this foundation.

TABLE IX  $k_3$  coefficient values.

	No test	With impedance test	With quality test	With bearing test	With more thorough inspection
Area 1: (inclusions required for stability)	1.0	1.1	1.15	1.2	1.2
Area 2: (inclusions not required for stability)	1.0	1.3	1.4	1.5	1.5

Quality tests at the allowable service load; bearing capacity test at 1.5 times the allowable service load with creep increments; more thorough inspection as per the DTU (French building regulations) 13.2. The allowable load is defined as the load giving maximum stress at SLS. The columns tested may or may not form part of the structure.

• Bearing capacity at SLS and ULS

The maximum compressive force at ULS is limited to the design value  $f_{cd}$ . The mean compressive force on the only compressed section is limited to 7 MPa.

The maximum compressive force of concrete at SLS is limited to  $0.6 f_c^*$  and the mean compressive force on its only compressed section is limited to a minimum ( $0.3 f_c^*$ ;  $0.45 f_c^*$ ).

*Comment: For mortar ( $f_c \leq 15$  MPa) or soil concrete (jet-grouting, soil mixing, etc.) rigid inclusions,  $f_{ci}$  is calculated according to the compressive test results, with lower cement and binder doses than prescribed by standards for concrete. The mean stress on the compressed section is obtained using coefficients  $k_1$ ,  $k_2$  and  $k_3$  and is limited to 5 MPa at SLS; the maximum stress in combined bending is limited to 10 MPa at ULS.*

5.4.4.3.1

Metal inclusions

For metals, the material's grades and quality are those specified in NF EN 10025.

*Comment: The sacrificial thicknesses due to corrosion must be taken into account (See Fascicle 62 – Title V [MELT, 1993]).*

5.4.4.4

Verification in combined bending and in shear

5.4.4.4.1

Transmission of Horizontal Stresses

It is advisable to design the load-transfer platform so that transmission of horizontal stresses to rigid inclusions is limited as much as possible (horizontal stress, shear, etc.). The intensity of these stresses must be evaluated, as well as the consequences on rigid inclusions regarding the maximum and minimum stresses in inclusion material.

The aim of the calculation is to verify that stresses in the rigid inclusions are acceptable, by considering both:

- Vertical stress;
- Horizontal stress applied in the inclusion head;
- Soil displacement under the horizontal stress applied by the foundations.

The following simplified method is suggested, and provides an order of magnitude of the expected results.

• Simplified method

Shear stresses at the underside of the footing are distributed according to the friction under the footing and thus in proportion to the distribution of vertical stresses under compression:

- $\sigma_i$  and  $\tau_{RI}$  respectively in the imaginary column surmounting the rigid inclusion through the load-transfer platform;
- and  $\sigma_s$  and  $\tau_s$  outside this imaginary column.

The shear stresses therefore only apply on soils or imaginary columns under compression, especially in the case of overturning moments applied to the footing.

In the case of footings subject to a set of efforts ( $Q$ ,  $M$ ,  $H$ ), each column subject to compression has a value  $Q_i$  and thus takes up a shear force  $h_i$  in the head of the imaginary column such that:

$$h_i = H Q_i / Q \quad (49)$$

$$h_s = H Q_{sem} / Q \quad (50)$$

with  $Q =$

$$Q_{sem} + \sum Q_i \text{ with } H = h_s + \sum h_i$$

According to the load-transfer platform's thickness, horizontal stresses in the imaginary column reduce with depth.

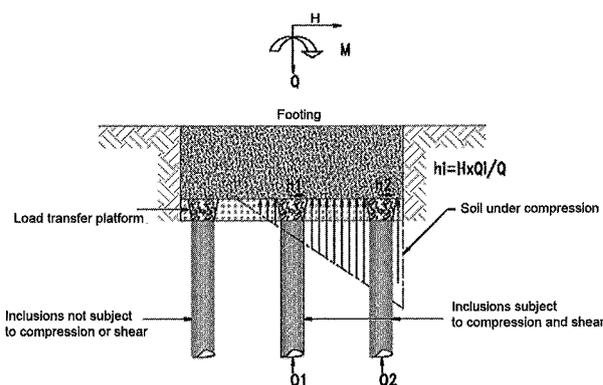


FIG. 12 Load-distribution diagram.

Initially, this reduction may be ignored and shear force  $h_i$  and bending moment  $M_i$  induced in the rigid section of the rigid inclusion may be calculated according to the elastoplastic reaction model:

$$h_i = \tau_i A_p \text{ where } A_p \text{ (51)}$$

is the surface area of the rigid inclusion

$$M_i = 0.32 l_o h_i \text{ where } l_o \text{ (52)}$$

is the transfer length

and design the necessary reinforcements according to  $M_i/Q_i$  and  $h_i$ .

*Comment: Note that this simplified method is conservative since it does not take account of stress diffusion through the load-transfer platform and hence only enables us to give a maximum value for horizontal stresses that may be transmitted to the inclusions.*

#### • Finite element methods

To obtain a more accurate picture of these stresses, a more sophisticated approach with finite element (or finite differences) can be used, which enables:

– Either complete 3D-modeling, with rigid inclusions, load-transfer platform, foundation footing and their interfaces by applying the total torque (Q, H, M);

– Or simpler modeling:

*Step 1:* the equivalent characteristics of reinforced soil around a representative rigid inclusion (concentric soil cylinder around the rigid inclusion, for an average mesh) are calculated using an axisymmetric model, as well as the distribution of compressive forces between the soil and rigid inclusion.

*Step 2:* a 3D-calculation is performed after replacing the reinforced soil with rigid inclusion by this equivalent homogeneous soil and by applying the total torque (Q, H, M).

*Step 3:* the rotation and maximum settlement of the footing, as well as the geometry of the completely compressed soil surface under the footing are then deduced. This is to locate the rigid inclusions under compression and the compressive and shear forces acting on the least favorable mesh (with a surface area  $S_m$ ) at the base of load-transfer platform.

*Step 4:* the vertical load ( $S_m$  x mean compressive stress) acting on this mesh is distributed according to the schema in step 1, and  $Q_i$  is defined.

*Step 5:* the horizontal load is distributed in proportion to the compressions.

*Note: In particular, these finite element methods enable the diffusion of shear forces through the load-transfer platform to be taken into account.*

*Comment: A pre-design analysis using analytical calculation must be carried out before these finite element methods.*

#### 5.4.4.2

#### Verification in combined bending and in shear

For each inclusion under compression, shear force  $V_i$  and force eccentricity  $M_i/Q_i$  are then verified to determine whether reinforcement of concrete is necessary (for concrete inclusions), according to  $V_i$  and  $M_i/Q_i$ .

#### • Combined bending

The extreme normal stresses in the rigid inclusions used in combined bending (axial stress N and bending moment M) are then given by the following formula:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I/v} \quad (53)$$

Where for a completely compressed surface:

$$S = \pi \frac{B^2}{4}; I = \pi \frac{B^4}{64}; v = \frac{B}{2}$$

#### • Shear at ULS

Shear stresses in rigid inclusions induced by shear forces are then given by the following formulae, according to the maximum shear force  $V_i$ .

*Without reinforcements and for a completely compressed section.*

For unreinforced inclusions, the shear stress at ULS must be verified in accordance with Eurocode 2, Part 12, reduced to the diameter in accordance with the following equations:

$$\tau_{cp} = 1.91 V_i/B^2 \quad (54)$$

$$\tau_{cp} < f_{cvt} \quad (55)$$

$$\sigma_{clim} = f_{cd} - 2 [f_{ctd} (f_{ctd} + f_{cd})]^{0.5} \quad (56)$$

$$\sigma_{cp} = Q_i/S_{col} \quad (57)$$

$S_{col}$  = compressed column section

$$f_{ctm} = 0.3 [f_{ck}]^{(2/3)} \quad (58)$$

$$f_{ctk0.05} = 0.7 f_{ctm} \quad (59)$$

$$f_{ctd} = \alpha_{cpl} f_{ctk0.05} / 1.5 \text{ with } \alpha_{cpl} = 0.8 \quad (60)$$

$f_{cd}$  = design strength under compression

and by writing  $f_{ck} = f_c^*$  we obtain:

$$f_{cd} = \min (0.8 f_c^* / 1.5; 0.8 f_c / 1.5) \quad (61)$$

$f_{cvt}$  = design strength in compressed shear

$$\text{if } \sigma_{cp} < \sigma_{clim} \\ f_{cvt} = (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd})^{0.5} \quad (62)$$

$$\text{otherwise: } f_{cvt} = (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd} - [(\sigma_{cp} - \sigma_{clim})/2]^2)^{0.5} \quad (63)$$

In accordance with the National Appendix of Eurocode 2 and the National Implementation Standard of Eurocode 7 (NF P94-262), no shear is allowed when the diameter is less than 400 mm.

In accordance with the National Implementation Standard of Eurocode 7 (NF P 94-262), when  $N_{ed}$  exceeds  $0.3 f_c^* A_p$  at SLS, the  $f_{cvt}$  value is taken to be:

$$f_{cvt} = 0.1 [(f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd} - [(\sigma_{cp} - \sigma_{clim})/2]^2)^{0.5}] \quad (64)$$

The table in Appendix E gives the corresponding values according to the material's compressive strength.

*If reinforcements are present*

Verify that  $V_i < V_{Rd,S}$  and that  $V_i < V_{Rd,max}$  at ULS.

The reinforcements to be installed are calculated as follows:

$$V_{Rd,S} = \frac{A_{sw} z}{s t} / 1.4 f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (65)$$

Where  $s$  is the coil spacing,  $\alpha$  the hoop incline,  $f_{ywd}$  the steel strength ( $= f_e / \gamma_s$ ), and where  $\cot \theta$  can be between 1 and 2.5.

*Comment: These recommendations stipulate that  $\alpha = 90^\circ$  and  $\theta = 45^\circ$ .*

The maximum ULS shear force taken up by the concrete is calculated as follows, using the following formula:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \left( \frac{b w z}{1.4} \right) v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (66)$$

Where  $z$  is the lever arm ( $z = 7 (\Phi - e) / 8$ );  $b_w = \Phi$ ;  $\alpha_{cw} = 1$ .

## Load-transfer platform

Load transfer from the foundation slab occurs via a load-transfer platform. This platform must be laid between the foundations and inclusion heads.

This platform also has a diffusion effect that helps limit the transmission of horizontal stresses and shear to the inclusions.

The load-transfer platform with a height  $H_{mat}$  must be installed according to "sub-grade layer" or "road" requirements (LCPC/SETRA 2000a and b), whether they consist of frictional materials (natural gravel) and/or are treated with binders (cement, lime, etc.).

It is characterized using in-situ "road" or "sub-grade layer" tests (plate load tests, etc.), or more standard geotechnical tests (pressuremeter or penetrometer tests), or laboratory tests (CBR or Immediate Bearing Capacity ratio, cohesion measurements, friction angle and water content, etc.).

The aim of these tests is to verify the in-situ compactness of the materials and determine their constitutive behavior law by estimating their various ordinary moduli of deformation (pressuremeter modulus, if possible, Young's modulus  $E$  or oedometric modulus  $E_{oed}$ ) and shear ( $c'$ ,  $\phi'$ ), and calculating the settlement, the ultimate compressive strength and the shear strength of the material in this layer.

Its geomechanical characteristics, for example EV2 modulus and platform thickness, will vary according to the design study for the foundation system. They depend on in-situ soil characteristics, column diameter, spacing and depth, the type and intensity of loads, and the rigidity of the planned structure.

This load-transfer platform generally consists of at least 40 cm of material:

- Natural gravel granular backfill;
  - for example, class D1, D2 or D3 or R in accordance with LCPC/SETRA (2000a and b) (or NFP 11-300),
  - compacted to 95% of the Modified Proctor Optimum,
  - which gives a deformation modulus (equivalent to an EV2 modulus) of around 50 MPa, an EV2/EV1 ratio  $< 2.1$ , and a friction angle of  $40^\circ$  for crushed aggregate and  $38^\circ$  for rolled aggregate;
- For soils treated with binder, whose ordinary cohesion characteristics and friction angle to be taken into account for the calculations are at least  $c' = 50$  kPa and  $\phi' = 25^\circ$ .

The inclusion head stands proud of poor-quality soil and punches through the load-transfer platform. At this level, the behavior of the upper side of the platform is comparable to the behavior of an embedded anchor plate at depth  $H_{mat}$  (platform thickness) and is drawn upwards by a load  $Q_i(0)$  (equal to the inclusion head load) when under tension.

This behavior law in the inclusion head depends on the following parameters:

- The platform's deformation characteristics (Young's modulus and Poisson's ratio);
- The material's intrinsic characteristics (cohesion and friction angle);
- The material's confinement state.

Construction measures required to ensure the load-transfer platform is not contaminated by the supporting soil are to be implemented (geotextile, anti-contamination layer, etc.).

### 5.4.5.1

#### Modulus of deformation

The platform's modulus of deformation may be calculated by correlation with plate loading tests, CBR tests or equivalent, or correlation with *in-situ* tests (pressuremeter or penetrometer tests):

- Pressuremeter tests are reserved for thicknesses greater than 1 m; the modulus of deformation  $E_{yst}$  is considered to be  $E_M/\alpha/1.5$  for  $\nu = 0.33$ ;
- Penetrometer tests are reserved for thicknesses greater than 0.8 m; for granular aggregate the correlation  $E_y \approx 6 q_c$  is used;
- Different tests (plate loading, CBR, Immediate Bearing index) are preferable in other cases; in the case of a plate loading test, we consider that  $E_y = EV2$  (natural gravel granular backfill).

### 5.4.5.2

#### Verifying the load-transfer platform

The failure mechanism is similar to a head punching effect in the platform.

For aggregate treated with hydraulic binders, the failure mechanism may be related to the appearance of a fissure (shear failure or tensile failure).

### 5.4.5.2.1

#### Calculating ultimate compressive strength

The maximum mobilizable stress in the platform at the inclusion head level can be calculated using the material's failure parameters: cohesion  $c'$  and friction angle  $\phi'$ , according to Prandtl's diagram of failure on the platform layer (Frossard *et al.*, 2002; Berthelot *et al.*, 2006, 2007 and 2011).

The left-hand drawing in Figure 13 describes the distribution of stresses on the underside of the mat foundation. The right-hand drawing shows a simplified distribution of stresses  $q_1$  and  $q_2$  on the underside of the load-transfer platform.

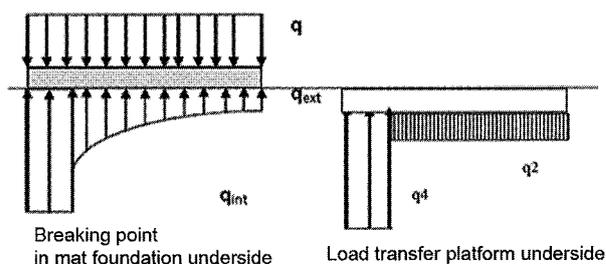


FIG. 13 Stress distribution.

The diagram for load-transfer platform failure over the inclusion heads can be incorporated into the Prandtl mechanism by combining an equilibrium zone for Rankine active pressure (I) above the inclusion head, a zone delimited by a logarithmic spiral arc (II) and an equilibrium zone for Rankine passive pressure outside the inclusion head (III).

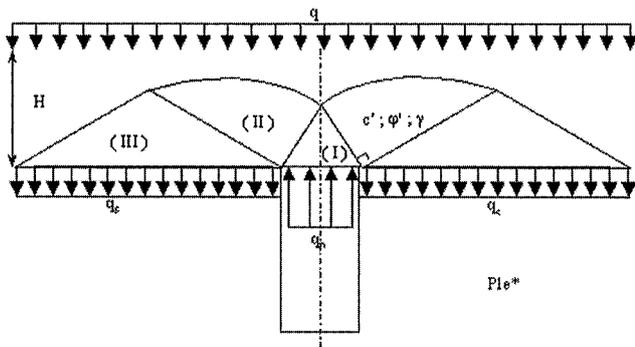


FIG. 14 Logarithmic spiral diagram of load-transfer platform failure.

The allowable stress in the inclusion head of the load-transfer platform  $q_{plat}$  is then determined using the stress applied on the soil support  $q_{ext}$  (limited to  $p_1 / \gamma_{soil}$ ) and the load-transfer platform's failure parameters  $c'$  and  $\phi'$  by the following relationship:

$$Q_{plat,SLS} = \min(3 \text{ MPa}; q_{1,SLS}) \text{ at SLS} \quad (67)$$

$$Q_{plat,ULS} = \min(5 \text{ MPa}; q_{1,ULS}) \text{ at ULS} \quad (68)$$

Or:

$$q_1 = N_q \times q_2 + 1.2 \times \left(\frac{c'}{\gamma_c}\right) \times N_c \quad (69)$$

$$q_2 = \min(q_{ext}, p_1 / \gamma_{soil}) \quad (70)$$

$$N_q = \tan^2\left(\pi/4 + \left(\frac{\phi'}{\gamma_\phi}\right)/2\right) \times e^{\pi \cdot \tan\left(\frac{\phi'}{\gamma_\phi}\right)} \quad (71)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot\left(\frac{\phi'}{\gamma_\phi}\right) \quad (72)$$

And where the following safety factors are applied:

$$\gamma_{soil} = 3 \text{ at SLS and } 2 \text{ at ULS};$$

$$\gamma_\phi = 1.1 \text{ at SLS and ULS};$$

Example of application: for  $40^\circ$ ,  $N_q(40) = 64.2$ ;  $N_c(40) = 75.4$

$$\rightarrow N_q(40/1.1) = N_q(36) = 37.8; N_c(40/1.1) = N_c(36) = 50.6$$

In other words, a safety factor of  $64.2/37.8 = 1.70$  on

$N_q$

$$\gamma_c = 1.25 \text{ at SLS and ULS}$$

In other words, a safety factor of  $1.25 * 75.4 / 50.5 = 1.80$

*Comment: This method can be simplified by retaining a  $\gamma_{plat}$  safety factor = 1.75.*

- Influence of load-transfer platform height

Please refer to the French National ASIRI Project (chapter 4).

- Influence of load-transfer platform extended dimension

Please refer to the French National ASIRI Project (chapter 4).

- Influence of distance between footing edge and outside part of the inclusion

Please refer to the French National ASIRI Project (chapter 4).

## 5.4.6

### Construction measures

Current regulations and those of chapter 5.1.2 apply, and are completed in the following chapters.

### 5.4.6.1

#### Distance between Inclusions

The minimum distance between inclusion axes must be three times their diameter. Nevertheless, the contractor is responsible for verifying that there is no risk of damage to neighboring columns during construction work. The instructions for their installation are to be changed if necessary.

### 5.4.6.2

#### Containing Columns

The inclusion meshing generally covers the entire surface area of the foundation slab. In principle, provision of confining columns outside the footing is not required.

### 5.4.6.3

#### Load-transfer Platform

External rigid inclusions are to be installed in a circle, with a maximum diameter of:

$$\emptyset - (h + \emptyset_1)$$

### 5.4.6.4

#### Trimming low top levels / work platforms / load-transfer platform

It is recommended to build columns at a low-level work platform near the foundation base.

Leveling rigid inclusions at the platform level is the best way to ensure homogeneity of the load-transfer platform and a precise concrete top level, thus limiting variations in the load-transfer platform's thickness between inclusion heads and the underside of the mat foundation.

### 5.4.6.4.1

#### Leveling inclusion tops at the work-platform

The work platform can only be recompacted after the inclusions have been installed when at least 25 cm of sub-grade layer material has been laid. This is to avoid direct compaction over rigid-inclusion heads and their breaking.

### 5.4.6.4.2

#### Leveling inclusion tops at the work-platform base

These top levels must be made with a maximum tolerance of  $\pm 5$  cm, to avoid unacceptable local variations in load-transfer platform thickness. The contractor is responsible for ensuring that everything necessary is done to guarantee these tolerances.

It is generally recommended to make these levels using a mini-excavator after drilling machines have been used, while the columns are still "fresh".

The column heads are excavated as far as the platform underside; the mixture containing large quantities of platform material and column mortar is then put back into the platform body before recompaction.

The work platform at this level can be directly recompacted after the inclusions have been installed only if the inclusion top levels are more than 25 cm beneath the work-platform level.

For load-transfer platforms treated with binders in-situ above the inclusion heads, the contractor must justify a precise treatment level compatible with the depth tolerance of the earthwork equipment.

Earthworks in the area of non-reinforced rigid inclusions are not permitted: for example, this would be the case for a rigid inclusion work platform higher than the footing underside.

#### 5.4.7

### Verification and inspection

Current regulations and those of chapter 5.1.2 apply, and are completed in the following chapters.

#### 5.4.7.1

### Inclusion Material

The sampling frequency is 1 sample per 100 m<sup>3</sup> of concrete installed, with a least 1 sample every 3 days and 1 sample per wind turbine (6 specimens per sample).

#### 5.4.7.2

### Inclusion Continuity

The continuity of inclusions built is to be verified:

- Either verifying 1 in 8 inclusions;
  - with an impedance test,
  - or rebound (echo) test;
- Or for all inclusions by recording the boring and concreting parameters.

#### 5.4.7.3

### Load-transfer platform

#### 5.4.7.3.1

#### Thickness

The load-transfer platform thickness is verified by comparing topographic readings at 3 points per wind turbine.

#### 5.4.7.3.2

#### Quality

"Sub-grade" layer, plate loading tests, CBR or Immediate Bearing Capacity ratio tests are recommended, and possibly including  $\phi'$  and particle-size measurements.

*Comment: For embankments thicker than 80 cm, a pressuremeter test or CPT may be used.*

The various tests can be carried out at the following frequencies:

- Bearing tests (a choice between plate loading,  $q_c$ ,  $p_1$  or CBR): at least 3 per foundation slab and 3 per construction site;
- Identification (particle size) and characterization ( $c'$ ,  $\phi'$ ) tests: at least 1 per construction site.

*Comment: For good-quality natural gravel as characterized above, characterization tests can be dispensed.*

#### 5.4.8

### Work platform/Construction measures

During and after soil reinforcement, it is advisable to take precautions to avoid inclusion shear (when the inclusions are not reinforced).

Shear risks in the upper section of rigid inclusions may appear in the following cases:

- Heavy construction site equipment moving directly above rigid inclusion heads;
- Taking up the work platform after soil reinforcement by flushing out aggregate.

#### 5.5

### Pile foundations

#### 5.5.1

#### Description

A wind-turbine foundation slab is generally polygon-shaped, comparable to a circular slab with the same surface area and diameter  $\Phi$ . It generally has a horizontal base and is located at depth  $h$  from the platform level. It is supported by  $n$  piles with a diameter  $\Phi_1$  at a depth  $h+L$ , arranged in a circle with a diameter  $\Phi_2$ .

The foundation slab is considered to be infinitely rigid.

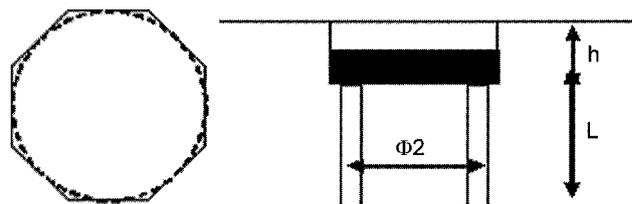


FIG. 15 Diagram of a pile-raft foundation.

#### 5.5.2

#### Geotechnical data

Please refer to paragraph 4.6.

#### 5.5.3

#### Justifications

#### 5.5.3.1

#### Bearing capacity

Bearing calculations are carried out in accordance with current regulations. No tension is allowed in deep foundations under quasi-permanent ULS loads (due mainly to  $DLC_{QP}$  load caused by cyclic effects).

#### Micropiles

The bearing and aggregate strength calculations are to be carried out in accordance with current regulations.

A loading test is mandatory: 1 per 50 micropiles and at least 1 per construction site. It is to be carried out in accordance with current regulations.

No tension is allowed in micropiles under quasi-permanent ULS (due mainly to  $DLC_{QP}$  load, caused by cyclic effects).

### 5.5.3.2

## Settlement and elongation

### 5.5.3.2.1

#### Settlement

Settlement calculations are carried out in accordance with the t-z curves method (Frank/Zhao 1982, see Fascicle 62-Title V [MELT, 1993]) in the slab deformation range of  $10^{-2}$  to  $10^{-3}$ .

### 5.5.3.2.2

#### Elongation

As long as mean tensile stress of the concrete on the tensile section of the pile is greater than  $f_{ct}/\gamma_s$ , the only produced pile ES retained for calculating elongation is that of the steel (value generally around 1.5 MPa).

### 5.5.3.3

## Horizontal Stresses

Horizontal stress calculations are carried out in accordance with current regulations (Appendix E, Fascicle 62-Title V [MELT, 1993]) in the slab deformation range of  $10^{-2}$  to  $10^{-3}$ .

*Comment: When the foundation slab is not poured directly in the excavation, the soil passive pressure is ignored and the horizontal stresses beneath the underside of the footing equal those applied in the footing head. But when the foundation slab is poured directly into the excavation, the footing passive pressure can be taken into account up to a value validated the geotechnical engineer, subject to the compatibility of deformations based on both footing stop stiffness and horizontal stiffness of the piles. Nevertheless, this value must be limited to 30% of the maximum passive pressure value.*

### 5.5.3.4

## Overall Rotation

Rotation is to be calculated according to the moment value, and the vertical and horizontal stiffness of piles.

Remember to take the horizontal soil-pile interaction and group effects between piles into account.

### 5.5.3.4.1

#### When the piles are embedded

If the piles are embedded, overall rotation induces  $M_1$  moments in the pile heads, according to:

– Their flexural rigidity (EI);

$EI_{\text{completely compressed}} > EI_{\text{partially compressed}} > EI_{\text{completely tense}}$

– Soil stiffness (in other words, according to  $K_s, \Phi$ );

– And hence on the transfer length value  $l_0$  according to the reaction moduli method).

This reduces the tensile/compressive force applied to the piles.

If the piles are assumed to have the same initial inertia and thus the same head stiffness, namely  $K_{pv}$  and  $K_{ph}$  (MN/m) in the vertical and horizontal planes respectively, the following calculations can be carried out:

$$J = n \Phi_2^2 / 8 \quad (73)$$

$$J/v = J/(\Phi_2/2) = n \Phi_2 / 4 \quad (74)$$

$$Q_{\max} = M'/(J/v) = 4 M'/n/\Phi_2 \quad (75)$$

$$\text{With } M' = M_{xy} - n \cdot M_1 \quad (76)$$

$$y_{\max} = Q_{\max}/K_{pv} = 4 M'/n/\Phi_2/K_{pv} \quad (77)$$

$$\phi = 2 y_{\max}/\Phi_2 = 8 M'/n/\Phi_2/K_{pv}/\Phi_2 \quad (78)$$

$$\rightarrow M'/\phi = \Phi_2 K_{pv} \Phi_2 \cdot n/8 \quad (79)$$

$$M_1 = \phi K_{ph} \Phi_1 l_0^3/4 = [8 M'/n/\Phi_2/K_{pv}/\Phi_2] K_{ph} \Phi_1 l_0^3/4 \quad (80)$$

$$M_1 = [8 (M_{xy} - n M_1)/n/\Phi_2/K_{pv}/\Phi_2] K_{ph} \Phi_1 \cdot l_0^3/4 \quad (81)$$

$$\text{By writing } c = 2/n / \Phi_2/K_{pv}/\Phi_2 K_{ph} \Phi_1 l_0^3 \quad (82)$$

$$M_1 = M_{xy} c/(1 + n c) \quad (83)$$

$$M' = M_{xy} - n M_1 = M_{xy} [1 - n c/(1 + n c)] \quad (84)$$

$$\text{By writing } d = 1 - n c/(1 + n c) \rightarrow M' = M d \quad (85)$$

$$K\phi = M_{xy}/\phi = M'/y'/d = \Phi_2 K_{pv} \Phi_2 n/8/d \quad (86)$$

$$\rightarrow K\phi = \Phi_2 K_{pv} \Phi_2 n/8 \text{ when } c \text{ is very large} \quad (87)$$

$$\rightarrow Q_{\max} = 4 M_{xy}/n/\Phi_2/d \quad (88)$$

### 5.5.3.4.2

#### When the piles are free-standing

In this case:

$$d = 1$$

$$M_1 = 0$$

$$Q_{\max} = 4 M_{xy} / n / \Phi_2 \quad (89)$$

### 5.5.3.4.3

#### Maximum pile load

Under a central load  $Q$ , the load per pile equals:

$$Q_p = Fz/n$$

Compression will always be complete if  $Q_p > Q_{\max}$ :  
– in other words, if we verify that  $M_{xy}/Fz < n d \Phi_2/4$ .

Taking account of the horizontal reaction of the soil on piles when they are embedded:

– increases  $K\phi$ ;

– reduces tensile/ compressive force;

– increases pile head moments.

### 5.5.3.4.4

#### Conclusions for pile design

At SLS, the geotechnical design of piles under tension for  $Q_p - Q_{\max}$  is to be calculated without taking this horizontal reaction into account.

On the other hand, for pile reinforcements in combined bending and for footing reinforcements, the effect of the horizontal reaction, and hence the  $M_1$  value, is to be taken into account.

#### 5.5.4

### Construction Measures

Current regulations and those of chapter 5.1.2 apply and are completed in the following chapters.

#### 5.5.4.1

### Concrete pile reinforcements

Concrete piles are reinforced:

- Longitudinally over the height calculated;
- The entire height in the case of a tension-bending moment;
- Transversally in accordance with current regulations.

#### 5.5.5

### Verification and inspection

Current regulations apply and are completed in the following paragraphs.

#### 5.5.5.1

### Concrete piles

The sampling frequency is 1 sample per 100 m<sup>3</sup> of concrete installed, with a least 1 sample every 3 days and 1 sample per wind turbine (6 specimens per sample).

Concrete characteristics must comply with Standard NF EN 206 and pile-installation standards.

#### 5.5.5.2

### Mat-foundation reinforcements

The mat foundation is to be designed to take up:

- Fixed-end moments  $M_1$  if the piles are embedded;
- Moments and shear forces generated by the transmission of compressive forces or potential tension in the piles.

According to the respective stiffness of each pile, which must be justified by the contractor (especially on heterogeneous ground).

#### 5.5.5.3

### Pile Continuity

The continuity of piles made is to be verified by examining 1 in 8 piles:

- Either using an impedance test;
- Or a rebound (echo) test.

On all piles by recording the boring and concreting parameters.

#### 5.6

### Hybrid or "Composite" foundations

The foundation slab is supported by the soil and  $n$  piles with a diameter  $\Phi_1$  and a height  $h+L$ , which are located over one or more circles with a diameter  $\Phi_2$  (without a load-transfer platform between the pile heads and foundation slab, unlike the "foundations on rigid inclusions" solution).

The foundation slab is considered to be infinitely rigid.

These piles may or may not be connected to the structure and hence may or may not take up tensile forces. When they are connected to the structure, they are called "hybrid foundations", as defined by O. Combarieu. When they are not connected to the structure, they are called "composite foundations".

They must also be calculated under compression, combined bending and shear, and even under tensile stress when they are connected to the structure.

#### 5.6.1

### Operating principles

Hybrid or "composite" foundations can be considered in two different ways:

- As a standard foundation on piles: taking account of the footing enables pile size to be reduced, at the cost of a slight increase in the settlement of the overall structure;
- As a direct foundation on the soil, with piles added to limit settlement.

These recommendations apply to these two types of hybrid or "composite" foundations; the number of piles may vary, but the recommendations assume that the footing is infinitely rigid.

This foundation design is only relevant if the soil enables substantial mobilization of force under the footing. Its relevance is limited by at least two conditions:

- Pile tips supported by very resistant soils, and load-transfer footing supported by very compressible soils;
- Settlement of the soil surface supporting the footing, due to external actions such as embankment work, storage, pumping, etc.

Taking account of the combined mobilization of the piles and soil under the footing can also help optimize the overall design of the foundation slab (smaller piles and foundation slab).

#### 5.6.2

### Description

The designations "hybrid foundation" or "composite foundation" apply to the entire "footing and pile" structure, which is designed and calculated by taking into account the actual potential for simultaneous mobilization of soil forces by the piles and footing (Combarieu, 1988; Borel, 2005).

Both of these principles are in continuity with the "gravity-base" solution (§ 5.2), "gravity-base on rigid inclusions" solution (§ 5.4) and "deep foundations" solution (§ 5.5). The fundamental difference from the "gravity-base on rigid inclusions" solution is the absence of a load-transfer platform. Nevertheless, they operate in the same way, by the combined mobilization of soil under the footing and piles. Both the piles and the soil under the footing can therefore be mobilized, provided that their respective load curves and mutual interaction are compatible.

To design this type of system, it is always essential to calculate displacements (finite element or iterative calculations) to model all foundation components. This

calculation must be carried out for all load cases, so that their respective reactions with the soil and piles can be combined in each case.

This model must use behavior laws developed for various types of ground and all interfaces. It must also be able to describe system behavior over the whole operating range of stress, up to the approach of failure.

Since the soil withstands stresses and deformations in this type of solution, sensitivity studies on soil parameters are always required.

*Comment: A structural behavior study is essential for this type of solution. It must take vertical and horizontal stresses and overturning moments into account, as an extension of design methods taking account of central vertical loading (Combarieu, 1988) and horizontal stresses (Borel, 2005).*

### 5.6.3

#### Geotechnical data

To justify the bearing and calculate settlements and rotation for this type of foundation, remember that the geotechnical data must combine:

- The requirements of chapter 5.1.2 on gravity-bases;
- Specific requirements for pile bearing calculations, namely knowledge of the soil over a height equal to  $L + \max(5 \text{ m}; 7 \Phi_1)$ .

Successive geotechnical studies must allow for a standard curve, with all soil parameters as per § 4.6.1 and 4.6.2 for every homogeneous layer.

*The geotechnical engineer must also give the value of  $p_{le}^*$  and  $q_{ce}$  under the footing, and the short- and long-term  $K_v, K_x, K_y, K_z$  and  $K_\theta$  soil stiffness under this footing. The  $G$  values to be taken into account for the calculation in very slight deformation ( $10^{-3}$  to  $10^{-5}$ ) must be given as part of a geotechnical study.*

### 5.6.4

#### Pile justification

##### 5.6.4.1

#### Calculating deformations and load distribution

Calculating deformations and load distribution is essential for designing hybrid or "composite" foundations.

This calculation is based on relations between unit forces and deformations for the various foundation components. For a load applied to the foundations, the calculation involves determining the forces applied to the footing, lateral surface and pile points respectively, and calculating settlement in the foundation head. In this way, a load-settlement curve can be drawn for the foundations and the level of mobilization for each component in relation to the corresponding ultimate loads or intrinsic pile load can be verified for all load cases (SLS and ULS).

Figure 16 depicts the respective soil and pile settlements according to depth  $z$ , for a footing downward displacement depth value  $w_s(0)$ , with the hypothesis that this footing may or may not be compressible.

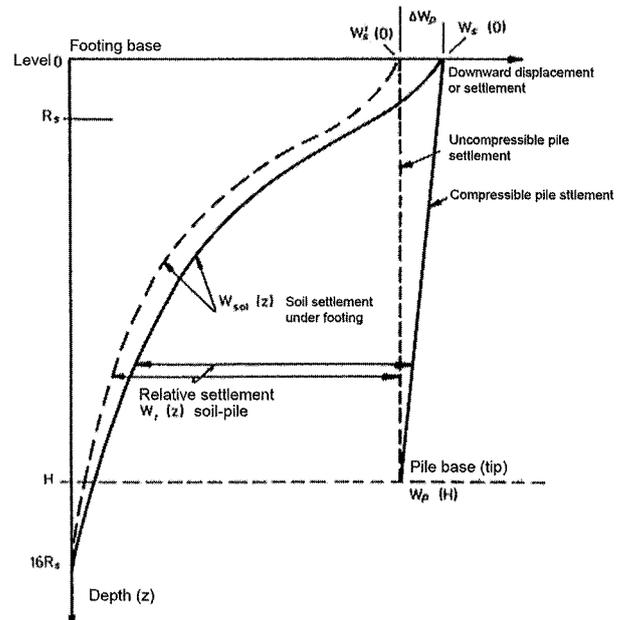


FIG. 16 Soil and foundation settlement.

In the upper section of the piles under the footing, the relative settlement  $w_r(z)$  is always very low. It is thus advisable to consider that mobilizable friction  $t(z)$  over a length  $R_s = \Phi/2$  may be disregarded. For the bearing calculation, it is recommended to cancel out this friction over  $R_s/2$ .

The friction mobilized under  $R_s/2$  is calculated according to the relative pile displacement in relation to the soil.

Pile settlement calculations are carried out in accordance with current regulations, following the method described by Combarieu (1988).

As long as mean tensile stress of the concrete over the tensile section of pile is greater than  $f_{ct} / \gamma_s$ , the only produced pile ES retained for calculating pile elongation when the piles are connected to the structure is the steel one.

Taking account of the cross-coupled stiffness of both components (soil under the footing and piles), as well as the horizontal interaction and applied moment on the slab, requires 3D finite element calculations or iterative calculations, which must highlight:

- friction mobilized along the pile shaft;
- foundation slab rotation;
- mobilized stress in the soil under the footing;
- applied load under compression or under tension for each pile;
- pile heads moments applied to the mat foundation when the piles are embedded in it;
- horizontal stresses applied to each pile.

This model must use behavior laws developed for various types of ground and all interfaces. It must also be able to describe the system's behavior over the whole operational range up to the approach of failure.

##### 5.6.4.2

#### Verifying reinforced soil bearing capacity

In all SLS and ULS load cases:

-  $S_{comp}$ ,  $\sigma_{max}$ ,  $\sigma_{min}$  and  $q_{ref} = (3\sigma_{max} + \sigma_{min})/4$  is calculated in accordance with § 3.5.2. The reaction (positive or negative) of each pile is incorporated using iterative calculations;

- Local and overall bearing capacity requirements described in the following paragraphs must be verified.

*Comment: Piles in the completely compressed imaginary soil section as illustrated in Appendix B bear under compression, while all other piles bear under tension if they are connected to the structure.*

#### 5.6.4.2.1

##### Overall bearing capacity requirement

The following overall bearing requirement is verified for all SLS and ULS load cases, using:

$$q_{soilSLS} > (q_{refSLS} S_{ref} - n Q_{pileSLS}) / (S_{ref} - n A_p)$$

$$q_{soilULS} > (q_{refULS} S_{ref} - n Q_{pileULS}) / (S_{ref} - n A_p)$$

The ultimate  $Q_{pile}$  value to consider is defined with reference to the base resistance  $R_b$  and friction resistance  $R_s$

$$Q_{pileSLS} = \min [A_p 0.3 f_c^* ; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)]$$

$$Q_{pileULS} = \min [A_p a_{cc} f_c^*/1.5 ; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)]$$

with pressuremeter or penetrometer methods, the following equations are used respectively:

$$q_{soilULS} = k_p p_{le}/\gamma_{soilULS} + q'_o \text{ or } q_{soilULS} = k_c q_{ce}/\gamma_{soilULS} + q'_o$$

$q_{soilSLS} = k_p p_{le}/\gamma_{soilSLS} + q'_o$  or  $q_{soilSLS} = k_c q_{ce}/\gamma_{soilSLS} + q'_o$   
with  $\gamma_{soil}$ ,  $\gamma_b$  and  $\gamma_s$  in accordance with current regulations.

*Comment: The current values are as follows.*

TABLEAU X Suggested safety factors.

		$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{soil}$
QP SLS	driven pile	2.00	2.00	3.00
	bored pile	2.80	2.00	3.00
Rare SLS	driven pile	1.57	1.57	3.00
	bored pile	2.20	1.57	3.00
ULS		1.40	1.40	2.00

*Additional Information: During verification of the overall bearing capacity by applying the above safety factors, the ultimate values for some of the resistant components (soil under the footing, inclusion friction and pile point) may be reached but not exceeded (partial safety factor of 1 when in operation) when the calculations for stress distribution between the soil and piles are carried out.*

*Comment: These values are to be updated as soon as the French National Implementation Standard of Eurocode 7 NF 94-262 is published.*

#### 5.6.4.2.2

##### Local bearing capacity requirement

As stated previously (§ 5.6.2), the following must be verified for all load cases (SLS and ULS) using iterative load-distribution calculations:

- Local soil-bearing requirement, verified with:

$$q_{soilSLS} > \sigma_{maxSLS}$$

$$q_{soilULS} > \sigma_{maxULS}$$

Where  $\sigma_{max}$  is the maximum stress applied to the soil under the footing.

With pressuremeter and penetrometer methods, the following equations are used respectively:

$$q_{soilULS} = k_p p_{le}/\gamma_{soilULS} + q'_o \text{ or } q_{soilULS} = k_c q_{ce}/\gamma_{soilULS} + q'_o$$

$$q_{soilSLS} = k_p p_{le}/\gamma_{soilSLS} + q'_o \text{ or } q_{soilSLS} = k_c q_{ce}/\gamma_{soilSLS} + q'_o$$

- Verify that stresses for each pile in the system, calculated using iterative load-distribution calculations, remain within allowed limits.

$$Q_{pileSLS} = \min [A_p 0.3 f_c^* ; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)]$$

$$Q_{pileULS} = \min [A_p a_{cc} f_c^*/1.5 ; (R_b/\gamma_b + R_s/\gamma_s)]$$

with  $\gamma_b$  and  $\gamma_s$  in accordance with current pile regulations.

*Additional Information: During verification of the system's overall bearing capacity by applying the above safety factors, the ultimate values for some of the resistant components (soil under the footing, inclusion friction and pile point) may be reached but not exceeded (partial safety factor of 1 when in operation) when the calculations for stress distribution between the soil and piles are carried out.*

#### 5.6.4.3

##### Horizontal Stresses

When the piles are connected to the structure, horizontal stresses applied per pile are distributed in proportion to their horizontal stiffness.

When the piles are not connected to the structure, horizontal stresses  $H_i$  are distributed over the piles under compression, in proportion to their vertical loads  $N_i$  by verifying that  $N_i \cdot \tan \phi'$  is greater than the horizontal load  $H_i$  calculated previously, where  $\tan \phi'$  concrete = 0.8.

*Comment: Disregarding the soil-footing friction is a safety feature of this mode of operation.*

If this calculation in deformation cannot be carried out, the soil involvement can be disregarded. The horizontal stresses are then distributed over the piles alone.

#### 5.6.4.3.1

##### Taking passive soil pressure into account

Passive soil pressure and soil cohesion are generally not taken into account.

*Comment: Horizontal stresses beneath the footing underside are thus equal to those applied in the footing head. Nevertheless, when the foundation slab concrete is poured directly into the excavation, the footing passive pressure can be taken into account up to a value determined by the geotechnical engineer, although this must be limited to 30% of the maximum passive pressure value.*

#### 5.6.5

##### Construction measures

Current regulations and those of chapter 5.1.2 apply and are completed in the following chapters.

### Foundation soil support

This solution requires the implementation of mitigation measures to protect the bottom of the excavation during construction.

This includes making piles at the bottom of the excavation using a work platform (sub-base layer) suitable for equipment movements.

This sub-base layer will then be used as the foundation soil support, to ensure homogeneous contact between the footing and the soil, thus enabling loads to be transferred from the footing to the soil.

The work platform with a height  $H_{\text{plat}}$  must be installed according to "sub-grade layer" or "road" requirements (LCPC/SETRA 2000a and b), whether they are made of frictional materials (natural gravel) and/or reinforced with binders (cement, lime, etc.).

It is characterized using in-situ "road" or "sub-grade layer" tests (plate bearing tests, etc.), or more standard geotechnical tests (pressuremeter or penetrometer tests), or laboratory tests (CBR or Immediate Bearing Capacity ratio, cohesion measurements, friction angle and water content, etc.).

The aim of these tests is to verify the in-situ compactness of materials and determine their behavior laws by estimating the various common deformation moduli (pressuremeter modulus, if possible, Young's modulus  $E$  or oedometric modulus  $M$ ), shear characteristics ( $c'$ ,  $\phi'$ ) and calculating the settlement and shear strength of this layer.

The soil support's geomechanical characteristics, for example EV2 modulus and platform thickness, vary according to the design study for the foundation system and depend on in-situ soil characteristics.

This distribution layer generally consists of at least 40 cm of material:

- Natural gravel granular backfill:
  - for example, class D1, D2 or D3 or R in accordance with GTR92 (NFP 11-300),
  - compacted to 95% of OPM,
  - this gives it a deformation modulus (equivalent to an EV2 modulus) of around 50 MPa, an EV2/EV1 ratio  $< 2.1$ , and a friction angle of  $40^\circ$  for crushed material and  $38^\circ$  for rolled material;
- For soils treated with binders, the ordinary cohesion characteristics and friction angle to be taken into account for the calculations are  $c' = 50$  kPa and  $\phi' = 25^\circ$ .

The sub-base layer is to be laid according to professional rules and is subject to standard inspections for the validation of sub-grade layers beneath ground slabs.

Blinding concrete is made as soon as possible after the geotechnical engineer or project manager has validated the work. The sub-base layer must be reconditioned before being covered with this blinding concrete.

It is very important to avoid any disturbance at the bottom of the excavation by taking standard precautions for surfaces (especially for piles in mud, etc.).

To distribute the concentration of foundation-slab peripheral stresses, there must be a load-transfer platform extended over a width corresponding to least the maximum ( $H_{\text{max}}/2$ ; 0.5m) beyond the edge of the foundation slab and last row of columns. This is the minimum width to ensure satisfactory compaction.

Construction measures required to ensure that this sub-base layer is not contaminated by the supporting soil are to be implemented (geotextile, anti-contamination layer, etc.).

### Pile Reinforcement

Concrete piles are reinforced:

- Longitudinally over the height calculated: at least 4 m;
- The entire height in the case of a tension-bending moment;
- Transversally in accordance with current pile regulations.

### Piles under tensile loads

Tensile force is not allowed in piles at quasi-permanent SLS.

### Verification and inspection

Current regulations and those of § 5.1.2 apply and are completed in the following chapters.

### Bearing and weathering of the excavation top

Please refer to § 5.1.3.

### Sub-base Layer

#### Thickness

Platform thickness is checked by comparing topographic readings at 3 points per wind turbine.

#### Quality

"Sub-grade layer" tests, plate loading, CBR or Immediate Bearing Capacity tests, as well as  $\phi'$  and particle-size measurements, are recommended.

*Comment: For embankments thicker than 80 cm, a pressuremeter test or CPT can be used.*

These tests can be carried out at the following frequencies:

- Bearing tests (a choice between plate loading,  $q_c$ ,  $p_1$  or CBR);
  - at least 3 per foundation slab and 3 per construction site,
- Identification (particle size) and/or characterization ( $c'$ ,  $\phi'$ ) tests;
  - at least 1 per construction site.

*Comment: for high-quality natural gravel as characterized above, characterization tests may be dispensed.*

#### 5.6.6.3

### Mat foundation reinforcements

The mat foundation is to be designed to withstand:

- Fixed-end moments  $M_f$  of piles when they are embedded in slabs;
- Punching effect of piles in the foundation slab;
- Vertical stresses (compression, tension), moments and shear forces generated by the potential transmission of compressive and tensile stresses to the piles.

Depending on the respective stiffness of each pile and soil under the footing, which is to be justified by the Contractor (especially on heterogeneous ground).

#### 5.6.6.4

### Concrete piles

The sampling frequency is 1 sample per 100 m<sup>3</sup> of concrete installed in the piles, with at least 1 sample every 3 days and 1 sample per site (6 specimens per sample).

Concrete characteristics must comply with NF EN 206 and pile installation standards.

#### 5.6.6.5

### Shaft integrity

Shaft integrity of piles is to be checked by testing 1 in every 8 piles:

- Either using an impedance test;
- Or a rebound (echo) test;
- And on all piles by recording the boring and concreting (or injection) parameters in the case of CFA piles, screw piles or micropiles.

## Appendix A (informative)

### Glossary

#### A.1 Geotechnical Action

Geotechnical action is defined as the action transmitted to the structure by the ground, an embankment, water body or underground water.

#### A.2 Operational Load

The operational load (Standard NF EN 61400 -1) must equal the highest value of:

- the loads during normal electricity production, taking an average over its life span;
- the loads during emergency stop for a wind speed chosen to ensure that loads before the stop equal those obtained using a).

#### A.3 Contracting Authority

The contracting authority (Law 85-704 & Standard NFP 94-500) is the legal entity (or natural person) [...] for whom the structure is built. The contracting authority has main responsibility for the structure; this role includes a general interest function that it cannot waive.

#### A.4 Project Manager

According to NFP 94-500, the project manager is the legal entity or natural person who designs and/or manages and supervises the installation of the structure on behalf of the contracting authority.

#### A.5 Technical Supervisor

See chapters 2.1.2 and 2.2.4.

#### A.6 Geotechnical Engineer

The geotechnical engineer (NFP 94-500) is the legal entity or natural person who carries out geotechnical engineering services and/or geotechnical investigations.

#### A.7 Operator

The operator is the person who develops a wealth-producing asset.

#### A.8 Geotechnical study

Geotechnics (as per NFP 94-500) covers all activities linked to applied soil mechanics, rock mechanics and engineering geology. Geotechnics encompasses the study of soil geotechnical properties, including interactions between the ground and the surrounding structures, and constructing and operating the supplied structure.

Geotechnics focuses mainly on the following earth sciences:

- Geology;
- Hydrogeology;
- Soil and rock mechanics;
- Geomaterial rheology;
- Geophysics;
- Geodynamics;
- Geochemistry.

Geotechnical investigations (NFP 94-500) bring together all investigations and surveys carried out using boring<sup>(1)</sup>, sounding<sup>(2)</sup> and measuring equipment, as well as *in situ* and laboratory geotechnical tests. These

<sup>(1)</sup> Boring (NFP 94-500): carrying out a linear excavation using a specific boring tool and procedure.

<sup>(2)</sup> Sounding (NFP 94-500): local, methodical exploration of ground via an excavation, bore hole, probe insertion or using physical techniques that cause little or no damage. This is to determine the nature and structure of the ground or measure its physical, chemical, mechanical or hydraulic properties

are used to gather geological and geotechnical information about a site's soil and rock conditions. This includes their nature, composition, structure and spatial distribution, as well as their physical, chemical, geomechanical and hydrogeological characteristics. There is a whole range of tests for geotechnical investigations (See Standards NF P 94- Soils: surveying and tests, and Eurocode 7 NF EN 1997-2).

#### A.9 Project Management

The project management assignment (Law 85-704), which may be entrusted to a private law entity or group of private law entities by the contracting authority, must supply the project with an architectural, technical and economic response [...]. When building a structure, the project management assignment is distinct from the contractor's assignment.

#### A.10 Technical Inspection

See chapters 2.1.2 and 2.2.4.

#### A.11 Miscellaneous

Geotechnical structures (Standard NFP 94-500) are structures (or parts of a structure) ensuring the transfer of interactions between the overall structure and ground in which it stands. Although non-exhaustive, the most common examples of geotechnical structures are:

- Foundations (footings, mat foundations, wells, piles, supporting-wall units, buried walls, etc.);
- Support structures made using any process (prefabricated walls, diaphragm walls, shotcrete, inclusions, ground nailing, reinforced earth, etc.);
- Earth structures (using aggregate from the site or elsewhere) and ground modifications via earthworks, undercutting, dredging (bank sloping, slope modification, quarrying, embankments, sub-grade layers, dikes, dams, etc.);
- Underground structures, with or without support structures (wells, excavations, galleries, tunnels, store-rooms, etc.);
- Drainage, dewatering and pumping structures, etc.

A geotechnical report (Fascicle 62, Article A.2.2 [MELT, 1993], Standard NF P94-500) is drawn up on the basis of the completed tests and local experience of the ground gained from previous construction work and various types of assignment.

Soil (NFP 94-500) [...] is the generic term used by geotechnical engineers to define any natural or artificial ground liable to be mobilized when a structure is built. The term encompasses in-situ and backfill soil and rocks. It is completely different from the ordinary literal sense of the word, which designates only the ground surface. The rest of the soil (sub-soil) consists first of a superficial layer with variable thickness (soil in the agricultural or pedological sense), which results from the weathering of underlying rock. The next layer consists of minerals in the earth's crust, which are rocks in the geological sense of the word.

## Appendix B

Development of the  $q_{ref}$  calculation: definition of the "half-moon" and  $S_{ref}$

### B.1. Influence of % footing completely compressed on maximum soil bearing pressure

For the settlement of a footing subject to eccentric vertical stress  $V$ , the compressed surface area and average stress applied to this surface must be determined.

The formulae for square or rectangular footings do not apply to circular footings (see the shape of the compressed zone, which is hatched on the drawing below).

The formulae below enable reduction to an equivalent rectangular footing  $b' \times l'$  subject to average stress  $\sigma_m$ .

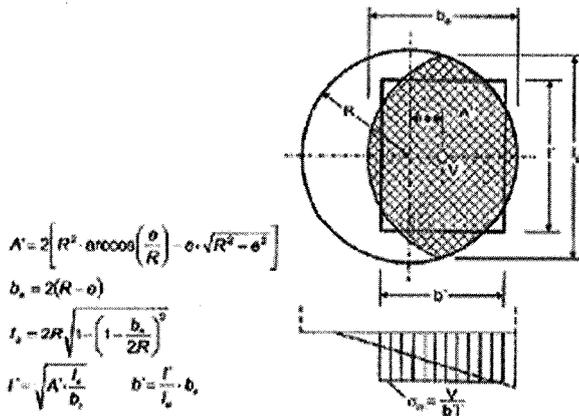


FIG. B1

For a wind turbine subject to torque ( $M_{ULS}$ ;  $F_{zULS}$ ), the reference surface area  $S_{ref}$  is the hatched zone in the figure above (half-moon: limited by two symmetrical circular arcs in relation to an axis at  $e = M_{ULS}/F_{zULS}$  from the center of the wind turbine).

### B.2. Definition of the completely compressed zone

**TABLEAU B2** Stress under a rectangular foundation base according to Navier's model.

Foundation	Eccentricity	Stress	Stress	Compressed surface area
Rectangular* (BL)	$0 \leq e_n \leq \frac{B}{6}$	$\frac{V}{BL} \left( 1 + 6 \frac{e_n}{B} \right)$	$\frac{V}{BL} \left( 1 - 6 \frac{e_n}{B} \right)$	BL
	$\frac{B}{6} \leq e_n \leq \frac{B}{2}$	$\frac{V}{BL} \frac{4}{3 \left( 1 - 2 \frac{e_n}{B} \right)}$	0	$1.5 \left( 1 - 2 \frac{e_n}{B} \right) BL$

### B.3. Reduction factor $i_e$ , owing to load eccentricity in the case of a foundation under eccentric vertical load

When the diagram for normal stresses applied to the ground by a foundation is determined in accordance with E.3.6, the bearing reduction factor for taking load eccentricity into account must be calculated using the following expression:

In this expression:

$V_d$  is the design value for bearing for the vertical component of the action result

$A$  is the total surface area of the foundation base

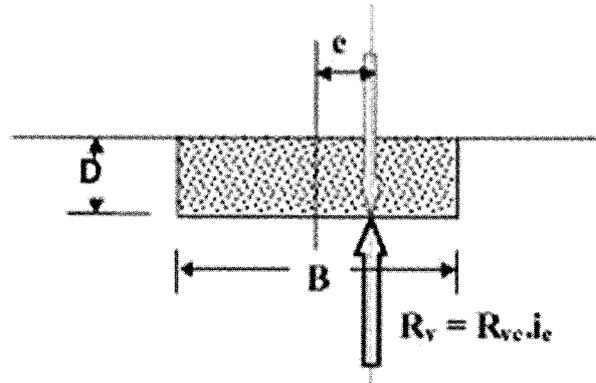


FIG. B3

### B.4. Definition of the compressed surface area $S_{comp}$ and reference surface area $S_{ref}$

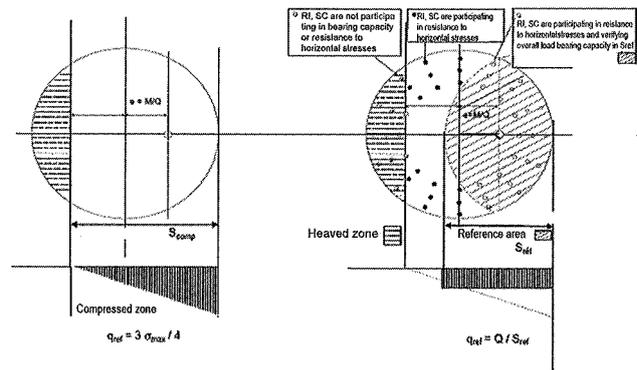


FIG. B4

## Appendix C

Degradation curves for G according to distortion: extracts from the French PS92 Regulations giving orders of magnitude for  $V_s$

### C.1. For Clayey material

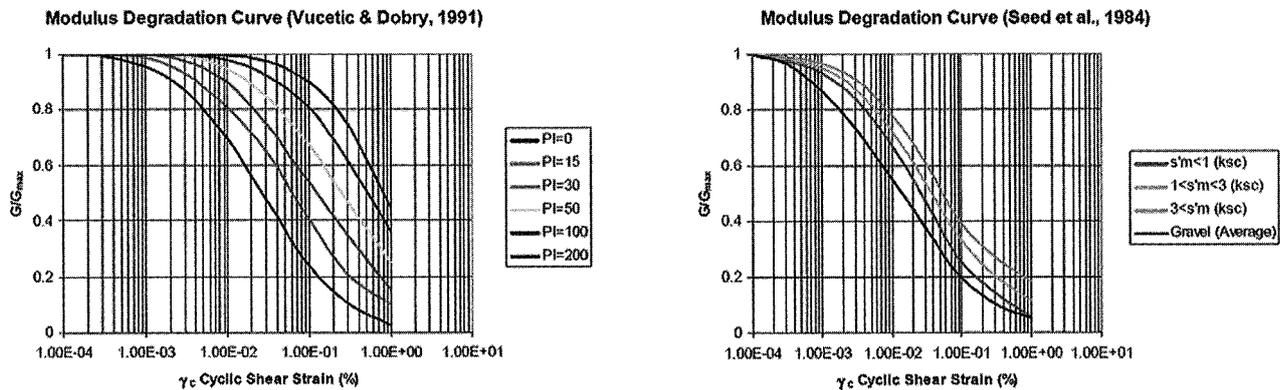


FIG. C1

### C.2. For Granular Material

Table 5.2.1 of standard NFP 06013 [PS92 regulations].

Soil type	Static pressure-meter	Number of SPT blows	Pressuremeter		Resistance	Relative density (%)	Compression ratio (Cc)	Shear wave velocity (m/s)	Longitudinal wave velocity	
	Resistance (MPa)		Modulus (MPa)	Limit pressure (MPa)	UCS				Beneath nappe (m/s)	Outside nappe (m/s)
Rock	Sound rock and hard chalk		100	5	10			800		2 500
Category A	Compact granular soil	15	30	20	2	60			1 800	800
Soil with good/very good mechanical strength	Coherent soil (hard marl or clay)	5		25	2	0.4	0.02	400		1 800
Category B	Weathered or fractured rock			50-100	2.5-5	1-10		300-800		400-2 500
Soil with average mechanical strength	Granular soil with average compactness	5-15	10-20	6-20	1-2	40-60		150-400	1 500-1 800	500-800
	Coherent soil with average consistency and soft chalk	1.5-5		5-25	0.5-2	0.1-0.4	0.02-0.10			1 000-1 800
Category C	Loose granular soil	5	10	6	1	40		150	1 500	500
Soil with low mechanical strength	Soft coherent soil (soft clay or wet slime) and weathered chalk	1.5	2	5	0.5	0.1	0.10			



## References

### Geotechnical survey

- DTU 11.1. – Sondage des sols de fondation. *Revue française de géotechnique*, décembre 1968.
- XP P94-010 – Sols : reconnaissance et essais – Glossaire géotechnique – Définitions – Notations – Symboles. (Soils: investigation and testing. Geotechnical glossary – Definitions – Notations – Symbols), 24 p., 1996.
- Baguelin F. – Rapport du sous-comité Symboles, Unités, Définitions. *Comptes rendus du IX<sup>e</sup> congrès international de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Tokyo, 1977, p. 153-170.
- Park, C.B., Miller, R.D., Xia, J. – Multichannel analysis of surface waves : Geophysics, v. 64, n° 3, 1999, p. 800-808.
- LCPC – Paramètres de forage en géotechnique. Méthode d'essai ME79, 2010, 54 p.
- Norme NF P94-113 – Sols : reconnaissance et essais – Essai de pénétration statique. Soil: Investigation and testing – Cone penetration test, 1996, 16 p.
- Norme NF P11-300 – Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières, 1992, 21 p.
- Norme NF P94-074 – Sols : reconnaissance et essais – Essai à l'appareil triaxial de révolution, 1994.
- Norme NF P94-110-1 – Sols : reconnaissance et essais – Essai pressiométrique Ménard. Partie 1 : essai sans cycle. (Soil: Investigation and testing – Ménard pressure meter test – Part 1: Test without unload-reload cycle), 2000, 45 p.
- XP P94-110-2 – Sols : reconnaissance et essais – Essai pressiométrique Ménard – Partie 2 : essai avec cycle. (Soil: Investigation and testing – Ménard pressuremeter test – Part 2: Test with unload – Reload cycle) 1999, 8 p.
- NF P94-157-1 – Sols : reconnaissance et essais – Mesures piézométriques – Partie 1 : tube ouvert. (Soils: Investigation and testing. *In situ* pore pressure measurement. Part 1: Piezometric tube), 1996, 12 p.
- NF P94-157-2 – Sols : reconnaissance et essais – Mesures piézométriques – Partie 2 : sonde de mesure de pression interstitielle. (Soils: Investigation and testing. *In situ* pore pressure measurement. Part 2: Pore pressure meter) 1996, 16 p.
- Norme NF EN ISO 22475-1 – Reconnaissance et essais géotechniques – Méthodes de prélèvement et mesurages piézométriques – Partie 1 : principes techniques des travaux. (Geotechnical investigation and testing – Sampling methods and groundwater measurements – Part 1: Technical principles for execution), 2007, 135 p.
- XP P94-202 – Sols : reconnaissance et essais – Prélèvement des sols et des roches – Méthodologie et procédures. Soil: investigation and testing. Soil sampling. (Methodology and procedures), 1995, 44 p.
- NF EN ISO 22476-3 – Reconnaissance et essais géotechniques – Essais en place – Partie 3 : essai de pénétration au carotier. (Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 3: Standard penetration test), 2005, 18 p.
- Techniques Louis Ménard – Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations. Brochure D60, 1965.
- Norme NF EN 1997-1 – Eurocode 7, calcul géotechnique, partie I : règles générales. (Eurocode 7 : geotechnical design – Part 1: General rules), 2005, 145 p.
- Norme NF EN 1997-1/NA – Eurocode 7 – Calcul géotechnique – Partie 1 : règles générales – Annexe nationale à la NF EN 1997-1:2005. (Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 1: General rules – National annex to NF EN 1997-1:2005), 2006, 10 p.
- Norme NF EN 1997-2 – Eurocode 7 : calcul géotechnique – Partie 2 : reconnaissance des terrains et essais. (Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing), 2007, 174 p.
- LCPC/SETRA – Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique. Fascicule I Principes généraux (2<sup>e</sup> ed.), Réf. D9233-1, LCPC, ISBN 2110857072, 2000, 98 p.
- LCPC/SETRA 2000. Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique. Fascicule II. Annexes techniques (2<sup>e</sup> ed.). Réf. D9233-2, LCPC, ISBN 2110857080, 102 p.
- Document Technique Unifié DTU 13.11 – Fondations superficielles (norme DTU P11-211). Contract bill for superficial foundations, contract bill of the special clauses, 1988 14 p. + Modificatif 1 de 1997.
- Document Technique Unifié DTU 13.12 – Règles pour le calcul des fondations superficielles (norme DTU P11-711). Rules for the calculation of superficial foundations, 1988, 18 p.
- Norme P11-212 – DTU 13.2 – Travaux de bâtiment – Travaux de fondations profondes pour le bâtiment – Partie 2 : Cahier des clauses spéciales (Référence commerciale des normes P11-212 et NF P11-212-2), 1994, 86 p.
- Norme NFP 94-500 – Missions d'ingénierie géotechnique – Classification et spécifications, Geotechnical engineering missions – Classification and specifications, 2006, 38 p.
- MELT (Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports) – Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux, Fascicule n° 62, titre V « Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil ». Textes officiels, n° 93-3, 1993, 182 p. Cet ouvrage a également été édité par Eyrolles en 1999.
- Norme NF P03-100 – Critères généraux pour la contribution du contrôle technique à la prévention des aléas techniques dans le domaine de la construction. General criteria for the contribution of the technical inspection towards the prevention of technical risks in the construction field, 1995, 20 p.
- Durand F. – CFMS, oct. 2009.
- Wind turbines**
- DIBT – Richtlinie für Windenergieanlagen. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin. Directive allemande sur le dimensionnement des éoliennes, 2004, 45 p.
- ISO 4354:1997 – Actions du vent sur les structures. Wind actions on structures, 1997, 52 p.
- Norme NF EN 61400 -1 – Éoliennes-partie 1 : exigences de conception. (Wind turbines – Part 1), 2006, 93 p.
- Norme NF EN 1991-1-4/NA – Eurocode 1 : Actions sur les structures – Partie 1-4 : actions générales – Actions du vent – Annexe nationale à la NF EN 1991-1-4:2005 – Actions générales – Actions du vent. (Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions – National annex to NF EN 1991-1-4:2005 – General actions – Wind actions), 2008, 42 p.
- NF EN 1991-1-4 – Eurocode 1 : actions sur les structures – Partie 1-4 : actions générales – Actions du vent. (Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4 : general actions – Wind actions), 2005, 124 p.
- Norme CEI 61400-2 – Aérogénérateurs – Partie 2 : exigences en matière de conception des petits aérogénérateurs. (Wind turbines – Part 2: Design requirements for small wind turbines), 2006, 188 p.
- NF EN 60034-14 – Machines électriques tournantes – Partie 14 : vibrations mécaniques de certaines machines de hauteur d'axe supérieure ou égale à 56 mm – Mesurage, évaluation et limites de l'intensité vibratoire. (Rotating electrical machines – Part 14: Mechanical vibration of certain machines with shaft heights 56 mm and higher – Measurement, evaluation and limits of vibration severity), 2004, 17 p.
- NF EN 60034-14/A1 – Machines électriques tournantes – Partie 14 : vibrations mécaniques de certaines machines de hauteur d'axe supérieure ou égale à 56 mm – Mesurage, évaluation et limites de l'intensité vibratoire. (Rotating electrical machines – Part 14: Mechanical vibration of certain machines with shaft heights 56 mm and higher – Measurement, evaluation and limits of vibration severity), 2007, 5 p.
- Other standard references**
- NF X02-006 – Normes fondamentales. Le système international d'unités. Description et règles d'emploi – Choix de multiples et de sous-multiples. (Fundamental standards. The international systems of units. Description and rules for use. Choice of multiples and sub-multiples), 1994, 28 p.
- ISO 2394: 1998 – Principes généraux de la fiabilité des constructions. (General principles on reliability for structures), 1998, 79 p.
- ISO 14688-1 and 14688-2.
- ISO 14689-1 and 14689-2.
- Papers**
- Berthelot P., Lamadon Th. – Vérification des fondations d'éoliennes. Document Bureau Veritas Powerpoint. Stage CC 100 F, 28 nov. 2007, 50 p.
- Berthelot P., Lamadon Th. – Eoliennes. Reconnaissance géotechnique et principes de fondations. Document Bureau Veritas, nov. 2007, 16 p.
- Berthelot P., Frossard A., Glandy M. – Rigid inclusions : Calculation parameters and

- reception criteria for the distribution layer – ISSMGE, Mexico, 2006.
- Berthelot P., Durand F., Frossard A., Glandy M. – Dallages et modules de déformation des couches de sol ; application aux renforcements de sols par inclusions et analyse du comportement du matelas de répartition. 14<sup>e</sup> Congrès européen, Madrid, 2007.
- Berthelot P., Durand F., Glandy M. – Méthode analytique du comportement d'un matelas de répartition au-dessus d'inclusions rigides et supportant ou non une structure en béton. 15<sup>e</sup> Congrès européen, Athènes, 2011.
- Bustamante M., Grau Ph., Le Kouby A. – Cas des éoliennes. Document powerpoint présenté à la journée CFMS du 7/4/06 « sollicitations cyclique et fatigue des matériaux », 2006, 46 p.
- Faber T. – Offshore Wind Energy in Europe – Actual Situation and Future Developments Proceedings of the Sixteenth International Offshore and Polar Engineering Conference. Lisbon, Portugal, July 1-6, 2007.
- Frank R. – *Fondations profondes*. Techniques de l'Ingénieur. C248, 1996, 45 p.
- Frank R., Zhao S.R. – Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins. *Bull. Liaison Labo P. et Ch.* N° 119, mai-juin 1982, p. 17-24.
- Frossard A., Glandy M. – Justification d'une fondation superficielle sur un sol renforcé d'inclusions. *Annales ITBTP*, février 2002.
- Houlsby G.T., Kelly R.B., Huxtable J., Byrne B.W. – Field trials of suction caissons in clay for offshore wind turbine foundations. *Géotechnique* 55, n° 4, 2005, 287-296.
- Sieffert J. G., Cevaer F. – *Manuel des fonctions d'impédance. Fondations superficielles*. Ouest Editions, Presses académiques, 1992, 174 p.
- Legislative texts**
- Décret n° 93-1164 du 11 octobre 1993 relatif à la composition du cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux et approuvant ou modifiant divers fascicules.
- Loi n° 2005-781 du 13 juillet 2005 de programme fixant les orientations de la politique énergétique.
- Décret 91-1147 relatif aux Demandes de Renseignements (DR) concernant les réseaux existants et la liste des concessionnaires.
- Technical inspection**
- Article L. 111-23 du Code de la construction et de l'habitation, Partie législative, Livre I<sup>er</sup> : Dispositions générales. Titre I<sup>er</sup> : Construction des bâtiments. Chapitre I<sup>er</sup> : Règles générales. Section 7 : contrôle technique. Modifié par ordonnance n° 2005-658 du 8 juin 2005 – Art. 4 JORF 9 juin 2005.
- Article L. 111-24 à 26 du code de la construction et de l'habitation.
- Article R 111-38 du Code de la construction et de l'habitation, Partie réglementaire Livre I<sup>er</sup> : Dispositions générales. Titre I<sup>er</sup> : Construction des bâtiments. Chapitre I<sup>er</sup> : Règles générales. Section 7 : Contrôle technique. Sous-section 2 : Contrôle technique obligatoire. Modifié par Décret n°2007-1327 du 11 septembre 2007 – Art. 2 JORF 12 septembre 2007 en vigueur le 1<sup>er</sup> octobre 2008.
- Articles R 11-27 à 37 et 111-39 à 42 du code de la Construction et de l'Habitation.
- Décret n° 2007-1727 du 7 décembre 2007 relatif à l'extension du contrôle technique obligatoire à certaines constructions exposées à un risque sismique et modifiant le code de la construction et de l'habitation.
- Loi n° 7 8-12 du 4 janvier 1978 relative à la responsabilité et à l'assurance dans le domaine de la construction (loi Spinetta).
- Loi n° 2008-735 du 28 juillet 2008.
- Décret n° 78-1146 du 7 décembre 1978 – Agrément des contrôleurs techniques.
- NF P03-100 – Critères généraux pour la contribution du contrôle technique à la prévention des aléas techniques dans le domaine de la construction. General criteria for the contribution of the technical inspection towards the prevention of technical risks in the construction field, 1995, 20 p.
- Loi n° 83-440 du 2 juin 1983 Donnant force de loi à la 1<sup>re</sup> partie (législative) du code de la construction et de l'habitation et modifiant certaines dispositions de ce code. Art. 2 (V) (modification de la loi Spinetta).
- Earthquakes**
- Norme NF P06-013 – Règles de construction parasismique – Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92. Earthquake resistant construction rules. Earthquake resistant rules applicable to buildings, called PS 92, 1995, 218 p.
- Miscellaneous**
- Article 121-3 du Code pénal, Partie législative, Titre II : De la responsabilité pénale. Chapitre I<sup>er</sup> : Dispositions générales. Modifié par la loi n° 2000-647 du 10 juillet 2000, art. 1 JORF 11 juillet 2000.
- Article 1792-1 du Code civil, Livre III : Des différentes manières dont on acquiert la propriété. Titre VIII : Du contrat de louage, Chapitre III : Du louage d'ouvrage et d'industrie. Section 3 : Des devis et des marchés.
- Article 2270 du Code civil (au sujet de la garantie décennale).
- Décret n° 95-20 du 9 janvier 1995 pris pour l'application de l'article L. 111-11-1 du code de la construction et de l'habitation et relatif aux caractéristiques acoustiques de certains bâtiments autres que d'habitation et de leurs équipements.
- Décret n° 2007-1327 du 11 septembre 2007 relatif à la sécurité et à l'accessibilité des établissements recevant du public et des immeubles de grande hauteur, modifiant le code de la construction et de l'habitation et portant diverses dispositions relatives au code de l'urbanisme.
- Loi n° 85-704 du 12 juillet 1985 relative à la maîtrise d'ouvrage publique et à ses rapports avec la maîtrise d'œuvre privée.
- Loi n° 2003-699 du 30 juillet 2003 relative à la prévention des risques technologiques et naturels et à la réparation des dommages.
- Décret n° 2004-554 du 9 juin 2004 relatif à la prévention du risque d'effondrement de cavités souterraines et de marnières et modifiant le décret n° 90-918 du 11 octobre 1990 relatif à l'exercice du droit à l'information sur les risques majeurs.
- Article L. 241-1 et 2 – Code des assurances sur l'assurance de responsabilité obligatoire des travaux de bâtiment.
- Article L. 242-1 et 2 – Code des assurances sur l'assurance de dommages obligatoire des travaux de bâtiment.
- Article L. 243-1 à 8 – Code des assurances sur l'assurance obligatoire des travaux de bâtiment.
- Code de l'environnement – Partie législative – Livre V : Prévention des pollutions, des risques et des nuisances. Titre V : Dispositions particulières à certains ouvrages ou installations. Chapitre III : Éoliennes.
- Other documents**
- Philipponnat G. – Paramètres dynamiques du sol. *Fondations et ouvrages en terre*. Eyrolles, 1997, p. 379-382.
- Baugruddynamik – DGGT, Berlin, 2002.
- Grundbau-Taschenbuch (Part 1, chapter 1.8, section 4.2, picture 38).
- Cahiers des charges techniques particuliers des différents constructeurs.
- Combarieu O. – Calcul d'une fondation mixte, semelles-pieux, sous charge verticale centrée – Note d'information technique LCPC, 1988.
- Annales Bâtiment Travaux Publics « Soulèvement de fondation », oct.-nov. 1998.
- CFMS (Comité Français de Mécanique des Sols et de géotechnique) – Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement. *Revue française de géotechnique* n° 111, 2011, 16 p.
- USG – Recommandations sur les investigations géotechniques pour la construction. *Le Moniteur* n° 5325 – 16 décembre 2005. XP P 94-010 (1996), Sols : reconnaissance et essais – Glossaire géotechnique – Définitions – Notations – Symboles, décembre, AFNOR.
- NF X02-006 – Normes fondamentales. Le système international d'unités. Description et règles d'emploi – Choix de multiples et de sous-multiples, 1994.
- AFNOR – Présentation des rapports. Recommandation aux auteurs, 1991, 4 p.



## INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Le projet d'article sera envoyé en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Philippe MESTAT  
IFSTTAR  
58, boulevard Lefebvre  
75735 Paris CEDEX 15

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

Denis FABRE  
CNAM  
2, rue Conté  
75141 Paris CEDEX 3

**Un projet d'article** sera composé sous **Word**, présenté en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Un projet d'article (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; un projet de *note technique*, une dizaine de pages.

**La première page** comprendra le titre en français et en *anglais*, les nom, prénom, organisme, adresse, des auteurs et les numéros de téléphone, fax et l'adresse électronique de l'auteur correspondant.

Les résumés, ainsi qu'une liste de **mots-clés** (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais*, les résumés n'excédant pas 200 mots.

**Les graphiques** devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les **titres** des figures devront être fournis en français et en anglais.

**Les photographies** devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin)\*.

**Les tableaux** pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en *anglais*.

**Les équations** seront numérotées entre parenthèses après l'équation. On utilisera les **unités SI**.

**Les références bibliographiques** citées dans le texte seront du type (Baguelin et Jézéquel, 1978), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.*, 1988) pour plusieurs auteurs.

**La bibliographie**, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

- pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;
- pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;
- pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Baguelin F., Jézéquel J.F. – *The pressuremeter and foundation engineering*. Series on rock and soil mechanics, vol. 2, n° 4, Trans-tech Publications, 1978.

Wastiaux M., Ducroq J., Corbetta F. – Les pieux maritimes du pont Vasco de Gama. *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

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