

Master 1 - Génie Civil et Maîtrise de Projet

Corrigés des travaux dirigés de géotechnique

Introduction au dimensionnement des fondations par pieux et micropieux



Version du 24.03.2020

Année universitaire 2019 -2020

Franck AVRIL

SOMMAIRE

<u>1</u>	<u>Exercice n° 1 : Calcul de micropieux type II - Méthode du modèle de terrain -</u>	3
<u>2</u>	<u>Exercice n° 2 : Calcul de pieux à la tarière creuse simple rotation - Méthode du modèle de terrain</u>	19
<u>3</u>	<u>Exercice n° 3 - Tolérances d'implantation au niveau du recépage des pieux selon le DTU 13.2</u>	31
<u>4</u>	<u>Exercice n°4 : Tassement d'un pieu isolé sous un ouvrage de génie civil selon la méthode Frank et Zhao</u> .	33
<u>5</u>	<u>Exercice n°5 : Calcul d'un pieu en flexion composée – libre en tête – soumis à un effort H_0 dans un sol homogène</u>	38

1 Exercice n° 1: Calcul de micropieux type II - Méthode du modèle de terrain -

1.1 Enoncé

1.1.1 Calcul structurel des tubes armatures – Résistance des sections transversales.

Une entreprise de fondations spéciales dispose dans son parc les tubes métalliques suivants :

Tube type			1	2	3
Diamètre extérieur	d	mm	73.0	88.9	114.0
Epaisseur	t	mm	5.50	6.45	7.00
Filetage		mm	2.50	2.50	2.50

Limite d'élasticité f_y (MPa)	Résistance à la traction f_u (MPa)	Module d'élasticité longitudinal E (MPa)	Coefficients de sécurité		
			γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}
560	690	210 000	1,0	1,0	1,25

1.1.1.1 Corrosion

Il est envisagé de mettre en place les micropieux dans des **sols naturels intacts** avec une durée de vie de **100 ans**. Déterminer l'épaisseur du tube sacrifiée à la corrosion.

1.1.1.2 Classe des sections transversales

Le classement d'une section transversale dépend du rapport largeur sur épaisseur de ses parois soumises à la compression ainsi que de la valeur de la limite élastique f_y .

Déterminer la classe des sections transversales des tubes selon l'Eurocode 3 en tenant compte de la corrosion sur la face extérieure.

1.1.1.3 Résistances des sections transversales

Pour chacun des tubes calculer les valeurs de calculs de résistance en compression $N_{c;Rd}$, en traction $N_{t;Rd}$, aux efforts tranchants $V_{c;Rd}$, et en flexion $M_{c;Rd}$ en tenant compte de la corrosion sur la face extérieure.

1.1.2 Choix de tubes armatures

Dans le cadre d'un projet de construction d'un bâtiment, les combinaisons de sollicitations aux ELU conduisent aux hypothèses suivantes :

Appui n°			A	B	C
Effort de cisaillement	V_{Ed}	kN	135	10	195
Effort de compression	N_{Ed}	kN	350	50	100
Moment fléchissant par rapport à l'axe z	$M_{z,Ed}$	kN.m	10	5	28

Les règles de vérification des sections transversales sollicitées en flexion composée sont résumées ci-après :

Article	Texte
EC3-1 -1/ 6.2.1 (1)	Dans chaque section transversale, la valeur de calcul d'une sollicitation ne doit pas excéder la résistance de calcul correspondante, et si plusieurs sollicitations agissent simultanément, leurs effets combinés ne doivent pas excéder la résistance pour cette combinaison.
EC3-1- 1/ 6.2.1 (7)	<p>Comme approximation plaçant en sécurité pour toutes les classes de section transversale, on peut utiliser une sommation linéaire des rapports sollicitation/résistance propres à chaque sollicitation agissante.</p> <p>Ainsi, pour les sections de Classe 1, 2 ou 3 soumises à une combinaison de N_{Ed}, $M_{y,Ed}$ et $M_{z,Ed}$, on peut utiliser le critère suivant :</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$
EC3-1-1 / 6.2.10 (1)	<p>Flexion, cisaillement et effort normal</p> <p>En présence d'un effort tranchant et d'un effort normal, il convient de prendre en compte l'effet de ces deux sollicitations sur le moment résistant.</p>
EC 3-1-1/ 6.2.10 (2)	A condition que la valeur de calcul V_{Ed} de l'effort tranchant n'excède pas 50 % de la résistance au cisaillement plastique de calcul $V_{pl,Rd}$, il n'est pas nécessaire de réduire les résistances définies pour la combinaison flexion et effort normal

1.1.2.1 Choix des tubes selon l'effort tranchant

Choisir les tubes disponibles sur le parc matériel de manière à ce que pour chacune des sections la valeur de calcul V_{Ed} de l'effort tranchant n'excède pas 50 % de la résistance au cisaillement plastique de calcul $V_{pl,Rd}$

1.1.2.2 Choix des tubes sous sollicitations de flexion composée

Vérifier que les sections des tubes choisis précédemment peuvent reprendre également les sollicitations de flexion composée.

1.1.3 Caractéristiques géotechniques et du projet – Calcul de portance du sol et de fiches des micropieux

Le niveau moyen du terrain naturel (TN) se situe à la cote + 100.00 NGF et la coupe type retenue par le géotechnicien à partir du niveau du TN est la suivante :

Couche n°	Désignation	Cote de la base (NGF)	Profondeur de la base / TN	E_M (MPa)	PI^* (MPa)
1	Terre végétale	+ 99,5	0,5	-	-
2	Argile	+ 97,0	3,0	5	0,3
3	Limon	+ 96,0	4,0	12	1,0
4	Granite altéré	-	Au -delà	30	2,5

Le terrain est situé dans une zone humide.

Il est prévu de réaliser des travaux de terrassement en déblais puis remblai comme suit pour éviter les inondations :

- décapage total de la terre végétale,
- mise en place d'un remblai de compensation altimétrique jusqu'à la cote + 102,0 NGF,
- mise en œuvre une couche de forme jusqu'à la cote +102,5, qui servira d'aire de circulation des engins.

Pour le dimensionnement des micropieux, on considérera que la valeur du frottement latéral est neutralisée sur la hauteur totale du **remblai et de la couche de forme**.

Les micropieux sont de **type II** et la technique de forage, en **diamètre de 200 mm**, sera assimilée à un **pieu foré simple**.

1.1.3.1 Coupe des sols

Dessiner la coupe type avant et après travaux,

1.1.3.2 Calcul des fiches des micropieux

Les micropieux seront systématiquement ancrés dans les **granites altérés**. La **valeur de l'ancrage ne pourra pas être inférieure à 1,0 m**.

- Poser les équations de dimensionnement selon les différentes combinaisons de calculs aux ELU et ELS
- Calculer de manière comparative les profondeurs des micropieux pour les cas de charges définies ci-après :

		Compression	Traction
ELU	Fondamental	250 kN	- 250 kN
	Accidentel		
ELS	Caractéristique	150 kN	- 150 kN
	Quasi-permanent		

Les fiches calculées seront arrondies au décimètre supérieur.

1.2 Réponses

1.2.1 Calcul structurel des tubes armatures

1.2.1.1 Epaisseur sacrifiée à la corrosion

Durée d'utilisation de projet	5 ans	25 ans	50 ans	75 ans	100 ans
Sols naturels intacts (sable, limon, argile, schiste, ...)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Sols naturels pollués et sites industriels	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Sols naturels agressifs (marais, marécages, tourbe...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Remblais non compactés et non agressifs (argile, schiste, sable, limon, ...)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Remblais non compactés et agressifs (cendres, scories...)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

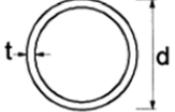
Notes :

- 1) Les taux de corrosion dans les remblais compactés sont inférieurs à ceux observés dans les remblais non compactés. Dans les remblais compactés, il convient de diviser par deux les chiffres du tableau.
- 2) Les valeurs données pour 5 ans et 25 ans sont basées sur des mesures, tandis que les autres valeurs sont extrapolées.

Type de terrain	Durée d'exposition à la corrosion	Diminution totale d'épaisseur (mm)
Sols naturels intacts	100 ans	1,2

1.2.1.2 Classification des sections transversales des tubes

EC3 1-1/5.6.1

Sections tubulaires						
						
Classe	Section fléchie et/ou comprimée					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
NOTE : Pour $d/t > 90\varepsilon^2$, voir l'EN 1993-1-6.						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Limite élastique f_y (MPa)	Facteur ε :	$50 \varepsilon^2$
560	0,648	20,98

Tube type				1	2	3
Avant corrosion	Diamètre extérieur	d	mm	73.0	88.9	114.0
	Epaisseur	t	mm	5.50	6.45	7.00
Après corrosion	Diamètre extérieur	d'	mm	70,6	86,5	111,6
	Epaisseur	t'	mm	4,3	5,25	5,8
	Ratio	d'/t'	-	16,42	16,48	19,24
	Classe de la section			1	1	1

1.2.1.3 Résistance des sections transversales.

Tube type :				1	2	3
Diamètre du tube		d	mm	73.0	88.9	114.0
Epaisseur		t	mm	5.50	6.45	7.00
Filetage			mm	2.50	2.50	2.50
ELU	Compression	Section A	mm ²	1166	1671	2353
		Résistance N _{c,Rd}	kN	653	936	1318
ELU avec corrosion	Compression	Section A _{cor}	mm ²	896	1340	1928
		Résistance N _{c,Rd}	kN	502	750	1080
	Traction	Section A _{cor}	mm ²	361	680	1071
		Résistance N _{t,Rd}	kN	179	338	532
	Cisaillement	Aire de cisaillement A _v	mm ²	570	853	1227
		Résistance V _{c,Rd}	kN	184	276	397
	Flexion	Module de flexion plastique W _{p,l}	mm ³	18927	34706	64988
		Résistance M _{c,Rd}	kN.m	10,60	19,44	36,39

Compression :

Section du tube en compression sans corrosion :

$$A = \pi \times (\phi_{ext}^2 - \phi_{int}^2) / 4 \text{ soit } A = \pi \times (d^2 - (d - 2 \times t)^2) / 4$$

Section du tube en compression avec corrosion :

$$A = \pi \times ((\phi_{ext} - 2 \times ep_{corrosion})^2 - \phi_{int}^2) / 4$$

$$\text{Soit } A = \pi \times ((d - 2 \times ep_{corrosion})^2 - (d - 2 \times t)^2) / 4$$

Valeur de calcul de la résistance en compression $N_{c,Rd}$ (kN) :
$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Traction :

Section du tube en traction avec corrosion :

$$A_{net} = \pi \times ((\phi_{ext} - 2 \times \text{filetage} - 2 \times ep_{corrosion})^2 - \phi_{int}^2) / 4$$

$$A_{net} = \pi \times ((d - 2 \times \text{filetage} - 2 \times ep_{corrosion})^2 - (d - 2 \times t)^2) / 4$$

Valeur de calcul de la résistance en traction $N_{t,Rd}$ (kN) :

$$N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd}; N_{net,Rd}] = \min \left[\frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}; \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right]$$

Effort tranchant

Limite élastique au cisaillement de l'acier :
$$\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \times \tau_y}{\gamma_{M0}} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

- A_v : aire de cisaillement, avec prise en compte de la corrosion

Pour une section creuse circulaire et tube d'épaisseur uniforme :
$$A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi}$$

Résistance à la flexion

Module de flexion plastique pour un tube
$$W_{p,l} = \frac{d_2^3 - d_1^3}{6} = \frac{d^3 - (d - 2 \times t)^3}{6}$$
 hors corrosion.

$M_{c,Rd}$ valeur de calcul de la résistance à la flexion par rapport à un axe principal de la section. Pour les sections transversales de classe 1 ou 2 :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Exemple Tube 1 :Compression sans corrosion

$$A = \pi \times (\phi_{ext}^2 - \phi_{int}^2) / 4 \text{ soit } A = \pi \times (d^2 - (d - 2 \times t)^2) / 4$$

$$A_{comp.} = \pi \times (73^2 - (73 - 2 \times 5,5)^2) / 4 = 1166 \text{ mm}^2$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} - N_{c,Rd} = \frac{1166 \cdot 10^{-6} \times 560 \cdot 10^3}{1,0} = 653 \text{ kN}$$

Compression avec corrosion

$$A = \pi \times (\phi_{ext}^2 - \phi_{int}^2) / 4$$

$$A = \pi \times ((d - 2 \times ep_{corrosion})^2 - (d - 2 \times t)^2) / 4$$

$$A_{comp.} = \pi \times ((73 - 2 \times 1,2)^2 - (73 - 2 \times 5,5)^2) / 4 = 896 \text{ mm}^2$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} - N_{c,Rd} = \frac{896 \cdot 10^{-6} \times 560 \cdot 10^3}{1,0} = 502 \text{ kN}$$

Traction

$$A_{net} = \pi \times ((d - 2 \times \text{filetage} - 2 \times ep_{corrosion})^2 - (d - 2 \times t)^2) / 4$$

$$A_{net \text{ tract.}} = \pi \times ((73 - 2 \times 2,5 - 2 \times 1,2)^2 - (73 - 2 \times 5,5)^2) / 4 = 361 \text{ mm}^2$$

$$N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd}; N_{net,Rd}] = \min \left[\frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}; \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right]$$

$$N_{t,Rd} = \min \left[\frac{0,9 \times 361 \cdot 10^{-6} \times 690 \cdot 10^3}{1,25}; \frac{361 \cdot 10^{-6} \times 560 \cdot 10^3}{1,0} \right] = 179 \text{ kN}$$

Cisaillement

$$\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$\text{Sans corrosion : } A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi} - \text{avec corrosion } A_v = \frac{2 \cdot A_{cor}}{\pi}$$

$$\text{Avec corrosion : } A_v = \frac{2 \cdot (\pi \times ((73 - 2 \times 1,2)^2 - (73 - 2 \times 5,5)^2) / 4)}{\pi} = 570 \text{ mm}^2$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \times \tau_y}{\gamma_{M0}} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{570 \cdot 10^{-6} \cdot (560 \cdot 10^3 / \sqrt{3})}{1,0} = 184 \text{ kN}$$

Résistance à la flexion

Module de flexion plastique pour un tube avec corrosion :

$$W_{p,l} = \frac{d_2^3 - d_1^3}{6} = \frac{d^3 - (d - 2 \times t)^3}{6}$$

$$W_{p,l} = \frac{(d_2 - 2 \times ep.corrosion)^3 - d_1^3}{6}$$

$$W_{p,l} = \frac{(73,0 - 2 \times 1,2)^3 - (73,0 - 2 \times 5,5)^3}{6} = 18928 \text{ mm}^3$$

$M_{c,Rd}$ valeur de calcul de la résistance à la flexion :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{18928 \cdot 10^{-9} \times 560 \cdot 10^3}{1,0} = 10,6 \text{ kN.m}$$

1.2.2 Choix des tubes armatures corrodés

1.2.2.1 Vérification aux efforts tranchants.

On choisit le tube de manière à ce que pour chacune des sections la valeur de calcul V_{Ed} de l'effort tranchant n'excède pas 50 % de la résistance au cisaillement plastique de calcul $V_{c,Rd}$

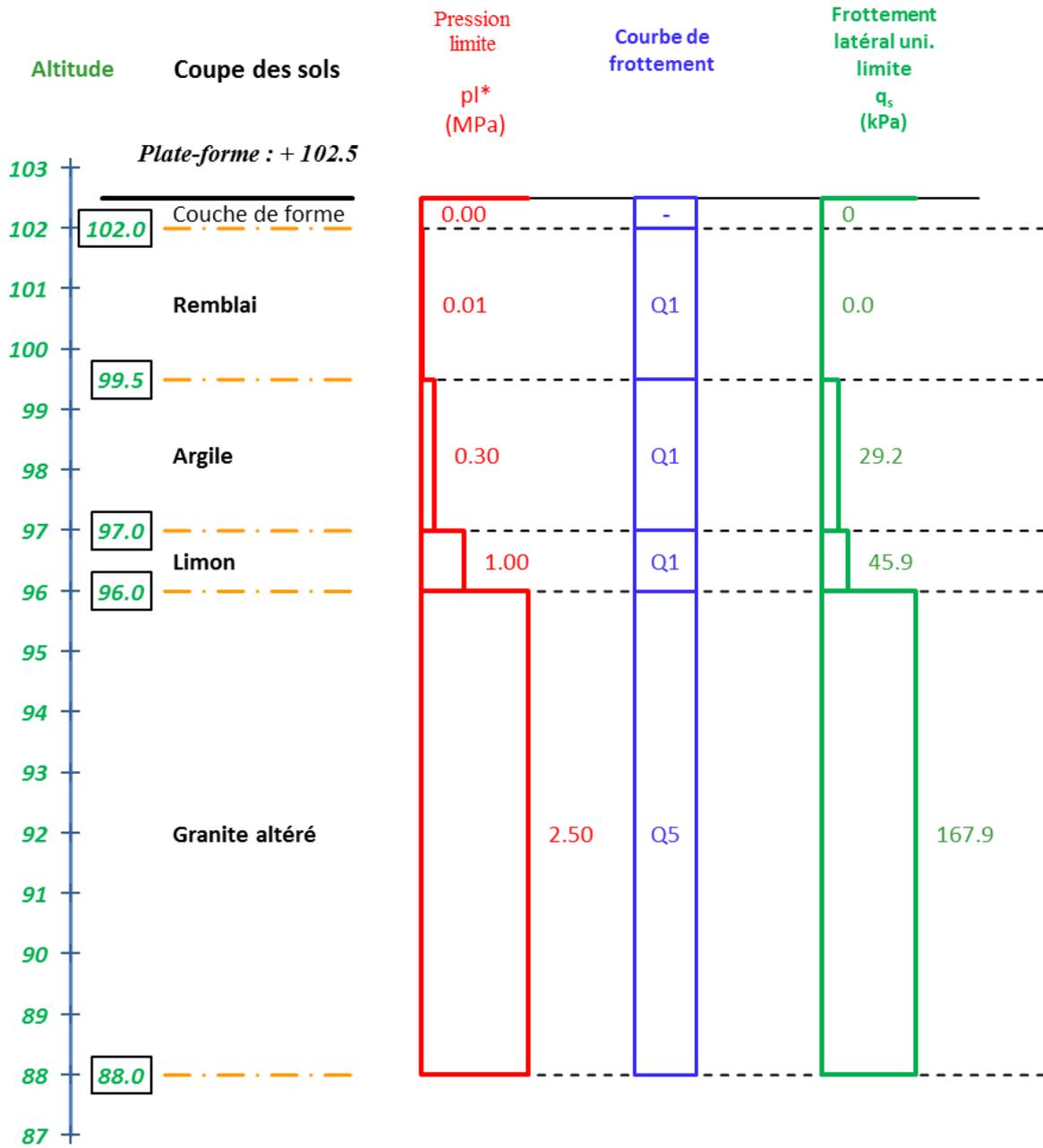
Cas de charge	Effort à reprendre aux ELU V_{Ed}	Choix du tube			Taux de contrainte
		Diam (d)	Epais. (t)	$V_{c,Rd}$	$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}}$
	kN	mm	mm	kN	%
A	135	88,9	6,45	276	48,9 %
B	10	73,0	5,5	184	5,4 %
C	195	114,0	7,0	397	49,1 %

1.2.2.2 Vérification en flexion composée

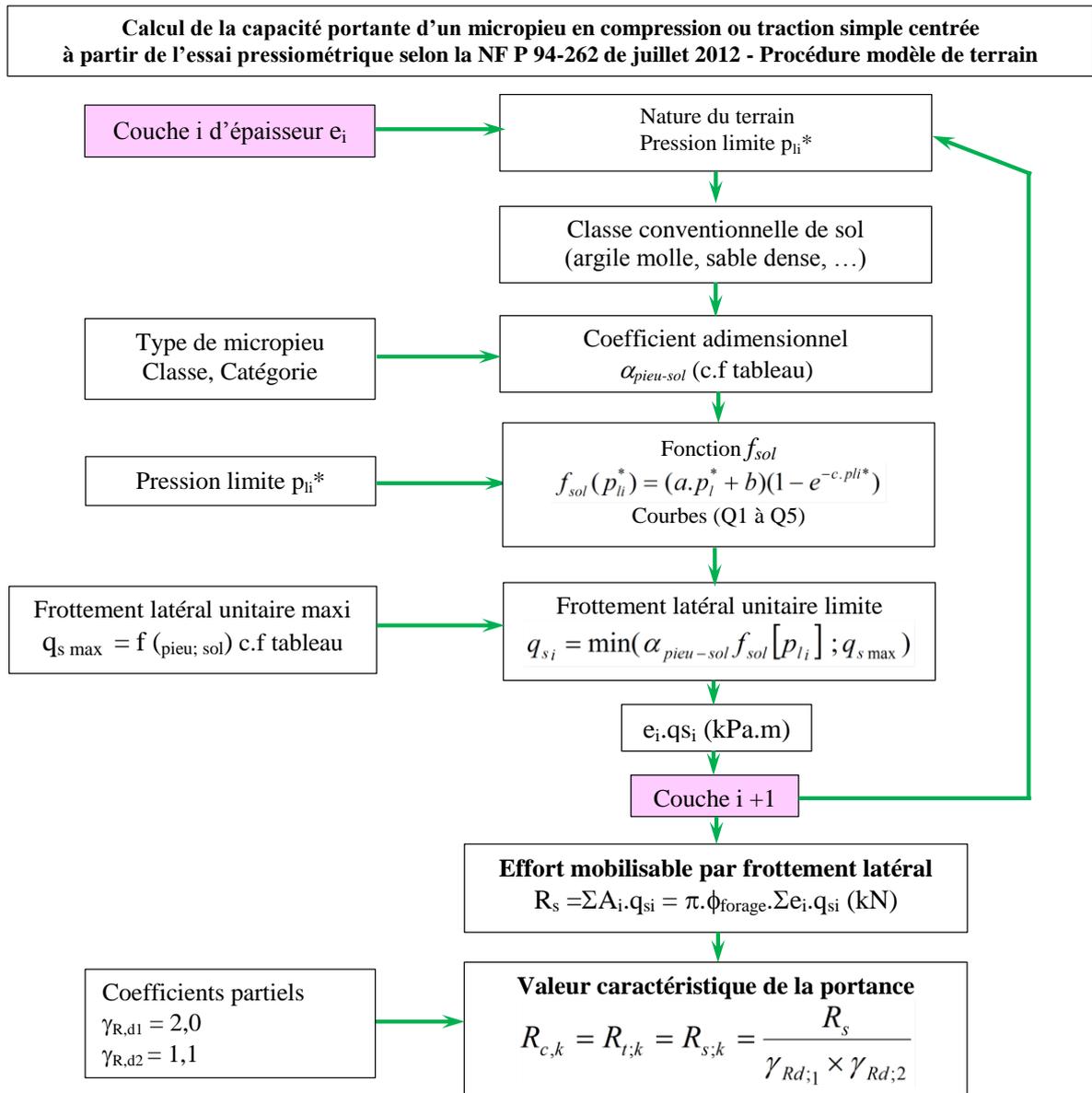
Cas de charge	Efforts à reprendre aux E.L.U		Tube				Taux de contrainte sur le tube		
	N_{Ed}	$M_{z,Ed}$	Diam (d)	Epais. (t)	$N_{c,Rd}$	$M_{cz,Rd}$	$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}}$	$\frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}}$	Γ
	kN	kN.m	mm	mm	kN	kN.m	(1)	(2)	= (1) + (2)
A	350	10	88,9	6,45	750	19,44	46,67	51,44	98,11
B	50	5	73,0	5,5	502	10,60	9,96	47,17	57,13
C	100	28	114,0	7,0	1080	36,39	9,26	76,94	86,20

1.2.3 Caractéristiques géotechniques – Calcul de Portance

1.2.3.1 Coupe type



1.2.3.2 Pose des équations générales



Etat Limites Ultime (E.L.U)
Valeur de calcul de portance
Compression : $R_{c,d} = R_{s;k} / \gamma_s$
Durable / Sism. : $\gamma_s = 1,1$ – Accidentel : $\gamma_s = 1,0$
Traction : $R_{t,d} = R_{s;k} / \gamma_{s;t}$
Durable / Sism. $\gamma_{s;t} = 1,15$ – Accidentel : $\gamma_{s;t} = 1,05$

Etat Limites de Service (E.L.S)
Charge de fluage caractéristique
$R_{c;cr,k} = R_{t;cr,k} = 0,7.R_{s;k}$
Valeur de calcul de la charge de fluage
Compression : $R_{c;cr;d} = R_{cr;k} / \gamma_{cr}$
Caract. : $\gamma_{cr} = 0,9$ – Quasi perm. : $\gamma_{cr} = 1,1$
Traction : $R_{t;cr;d} = R_{cr;k} / \gamma_{s;cr}$
Caract. : $\gamma_{s;cr} = 1,1$ – Quasi perm. : $\gamma_{s;cr} = 1,5$

E.L.U

Compression	$R_{c;d} = \frac{\pi \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}}{\gamma_{Rd;1} \times \gamma_{Rd;2} \times \gamma_s}$	Fondamental	$R_{c;d} = 1,298 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$
		Accidentel	$R_{c;d} = 1,428 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$
Traction	$R_{t;d} = \frac{\pi \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}}{\gamma_{Rd;1} \times \gamma_{Rd;2} \times \gamma_{s;t}}$	Fondamental	$R_{t;d} = 1,242 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$
		Accidentel	$R_{t;d} = 1,360 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$

E.L.S

Compression	$R_{c;cr;d} = 0,7 \times \frac{\pi \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}}{\gamma_{Rd;1} \times \gamma_{Rd;2} \times \gamma_{cr}}$	Caract.	$R_{c;cr;d} = 1,111 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$
		Quasi Per.	$R_{c;cr;d} = 0,909 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$
Traction	$R_{t;cr;d} = 0,7 \times \frac{\pi \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}}{\gamma_{Rd;1} \times \gamma_{Rd;2} \times \gamma_{s;cr}}$	Caract.	$R_{t;cr;d} = 0,909 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$
		Quasi Per.	$R_{t;cr;d} = 0,666 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$

1.2.3.3 Calcul des fiches des micropieux pour chacune des sollicitations

1.2.3.3.1 Définition du micropieu

Type de micropieu	Technique de forage	Abréviation	Catégorie n°	Diamètre de forage (mm)
Type II	Foré simple	M2 FS	1	200

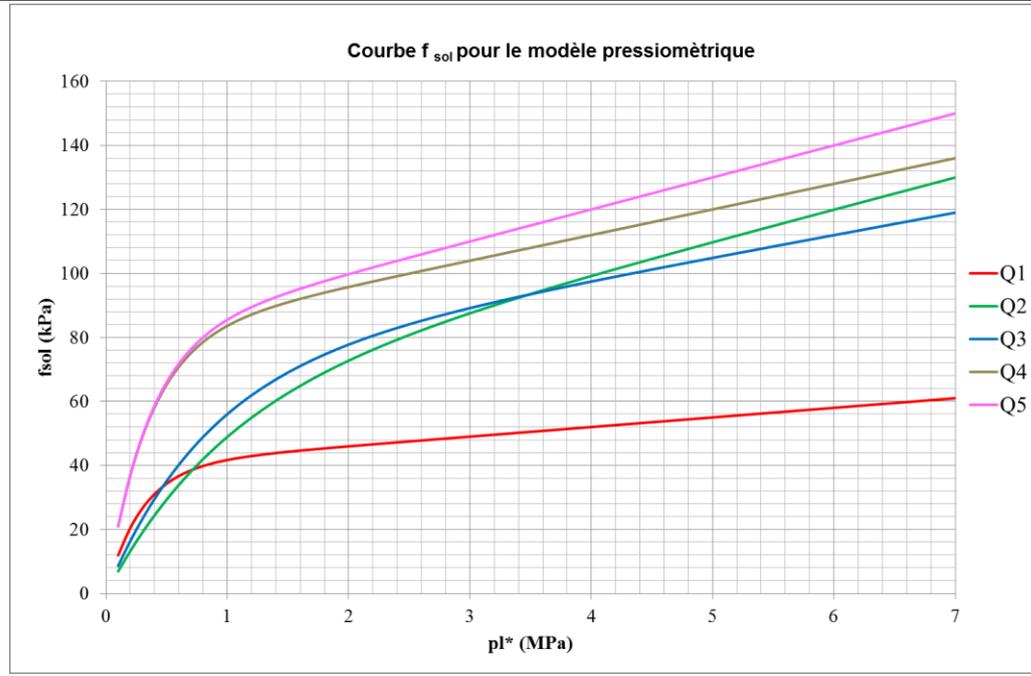
1.2.3.3.2 Effort limite mobilisable par frottement axial

La courbe du frottement latéral à considérer est fonction du type de sol, de sa résistance mécanique et du type de pieu.

$$- f_{sol}(p_l^*) = (a \cdot p_l^* + b)(1 - e^{-c \cdot p_l^*})$$

avec P_l en MPa.

$$- q_s(z) = \alpha_{pieu-sol} f_{sol}[p_l(z)]$$



Sol n°	Désignation	Epaisseur de la couche e_i (m)	P_l^* (MPa)	Classe de sol	$\alpha_{pieu-sol}$	f_{sol}		q_{si} (kPa)	q_{smax} (kPa)	$e_i \cdot q_{si}$
						Courbe	(kPa)			
1	Couche de forme	0,5	-	-	-	-	-	0	-	0
2	Remblais	2,5	-	-	-	-	-	0	-	0
3	Argile	2,5	0,3	Argile molle	1,1	Q1	26,6	29,2	90	73
4	Limon	1,0	1,0	Limon ferme	1,1	Q1	41,7	45,9	90	45,9
5	Granite altéré	e_5	2,5	Roche altérée	1,6	Q5	105	168	200	$168 e_5$

Cf. : Tableau 11 et tableau 12

Détail du calcul de q_s

Sol	Courbe	a	b	c	P_l^*	$f_{sol}(p_l^*)$	$\alpha_{pieu-sol}$	$q_s(z)$ (kPa)
Argile	Q1	0,003	0,04	3,5	0,3	$(0,003 \times 0,3 + 0,04) \times (1 - e^{-3,5 \times 0,3}) = 0,0266$	1,1	$1,1 \times 26,6 = 29,2$
Limon	Q1	0,003	0,04	3,5	1,0	$(0,003 \times 1,0 + 0,04) \times (1 - e^{-3,5 \times 1,0}) = 0,0417$	1,1	$1,1 \times 41,7 = 45,9$
Granite altéré	Q5	0,01	0,08	3,0	2,5	$(0,01 \times 2,5 + 0,08) \times (1 - e^{-3 \times 2,5}) = 0,105$	1,6	$1,6 \times 105 = 168$

1.2.3.3.3 Calcul des fiches des micropieux

Cas n°	E.L.U		Equation	e ₅ (m)	Longueur totale (m)
1	Compres.	Fondamental	$R_{c;d} = 1,298 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$	5,1	11,6
			$250 \text{ kN} = 1,298 \times 0,2 \times (73 + 45,9 + 168e_5)$		
2	Compres.	Accidentel	$R_{c;d} = 1,428 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$	4,6	11,1
			$250 \text{ kN} = 1,428 \times 0,2 \times (73 + 45,9 + 168e_5)$		
3	Traction	Fondamental	$R_{t;d} = 1,242 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$	5,3	11,8
			$250 \text{ kN} = 1,242 \times 0,2 \times (73 + 45,9 + 168e_5)$		
4	Traction	Accidentel	$R_{t;d} = 1,360 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$	4,8	11,3
			$250 \text{ kN} = 1,360 \times 0,2 \times (73 + 45,9 + 168e_5)$		

Cas n°	E.L.S		Equation	e ₅ (m)	Longueur totale (m)
1	Compres.	Caractéristique.	$R_{c;cr;d} = 1,111 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$	3,4	9,9
			$150 \text{ kN} = 1,111 \times 0,2 \times (73 + 45,9 + 168e_5)$		
2	Compres.	Quasi Perm.	$R_{c;cr;d} = 0,909 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$	4,3	10,8
			$150 \text{ kN} = 0,909 \times 0,2 \times (73 + 45,9 + 168e_5)$		
3	Traction	Caractéristique.	$R_{t;cr;d} = 0,909 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$	4,3	10,8
			$150 \text{ kN} = 0,909 \times 0,2 \times (73 + 45,9 + 168e_5)$		
4	Traction	Quasi Perm.	$R_{t;cr;d} = 0,666 \times \phi_{forage} \times \sum e_i \cdot q_{si}$	6,0	12,5
			$150 \text{ kN} = 0,666 \times 0,2 \times (73 + 45,9 + 168e_5)$		

25/08/15

Impression

Menu principal

MICROPIEUX 94-262 - Version 1 du 25.08.2015



**Justification de fondations par micropieux en compression ou traction simple centrée à partir de résultats d'essais pressiométriques selon la norme NF P 94-262 de juillet 2012
Méthode du "modèle de terrain" - Sans effet de groupe - Sans vérification au flambement**

1. Opération

Note de calcul n° **1**

Adresse :	Baden - Rue du commerce		Opération :	Salle omnisports	
Ouvrage concerné :	Salle principale		Client :	Commune de Baden	
N° de dossier :	15-100	Date :	25/08/2015	Coupe type n° :	1
Cote de la plate-forme :	102.50	Réf :	NGF	Sondages concernés :	SP1

2. Définition des micropieux

Diamètre de forage B (mm) :	200 mm	Type de micropieux :	Type II - Foré simple	Cat. n° :	1	Abréviation :	M2 FS##
-----------------------------	--------	----------------------	-----------------------	-----------	---	---------------	---------

3. Définition des aciers, de la corrosion et des tubes armatures

Limite d'élasticité f_y :	560 MPa
Résistance à la traction f_u :	690 MPa
Module d'élasticité longitudinale E :	210000 MPa
Facteur de sécurité γ_{M0} :	1.00
γ_{M2} :	1.25

		Section des tubes croissante →					
Tube type :		1	2	3	4		
Diamètre extérieur du tube :		73.0 mm	88.9 mm	114.0 mm			
Épaisseur :		5.50 mm	6.45 mm	7.00 mm			
Filetage :		2.5 mm	2.5 mm	2.5 mm			
Section brute du tube :		1166 mm ²	1671 mm ²	2353 mm ²			
Épaisseur d'enrobage de coulis extérieur du tube :		64 mm	56 mm	43 mm			
E.L.U	Compression	avec corrosion :		oui	oui	oui	
		Section retenue A_{net} :	896 mm ²	1340 mm ²	1928 mm ²		
		Résistance $N_{c,Rd}$:	502 kN	750 kN	1080 kN		
E.L.U avec corrosion	Traction	Section retenue A_{net} :	361 mm ²	680 mm ²	1071 mm ²		
		Résistance $N_{t,Rd}$:	179 kN	338 kN	532 kN		
	Cisaillement	Résistance $V_{c,Rd}$:	184 kN	276 kN	397 kN		
Flexion	Résistance $M_{c,Rd}$:	10.6 kN.m	19.4 kN.m	36.4 kN.m			

Corrosion selon NF EN 1993-5 - Eurocode 3 - § 4.4	
Type de terrain	Sols naturels intacts
Durée d'exposition à la corrosion	100 ans
Diminution totale d'épaisseur :	1.20 mm

Article 12.3.2 de la norme P94-262 : Pour les micropieux sollicités en compression, on admettra qu'un enrobage de coulis de ciment approprié peut constituer une protection efficace si les dispositions prévues permettent de garantir un enrobage minimal de 5 cm et que le coulis mis en oeuvre est dosé à plus de 500 kg de ciment par mètre cube, avec un rapport eau sur ciment inférieur à 0,5.

4. Modèle géomécanique - Paramètres de sol

Catégorie de pieux	Coefficients de modèle	$\gamma_{R;d1}$	2.0
		$\gamma_{R;d2}$	1.1

ELU - Facteurs partiels (§ 10 et § 1)						ELS - Facteurs partiels (§ 14)			
Durable et transitoire		Accidentel		Sismique		Quasi-permanent		Caractéristique	
γ_s	$\gamma_{s;t}$	γ_s	$\gamma_{s;t}$	γ_s	$\gamma_{s;t}$	γ_{cr}	$\gamma_{s,cr}$	γ_{cr}	$\gamma_{s,cr}$
1.10	1.15	1.00	1.05	1.10	1.15	1.10	1.50	0.90	1.10

N°	Désignation	Cote de la base	Prof de la base (m)	pl (MPa)	Classe de sol	Tranche de p_t (MPa)	Courbe	α pieu-sol	F_{sol} (kPa)	q_s maxi (kPa)	q_s calculé (kPa)	$q_{s,i}$ retenu (kPa)
1	Couche de forme	102.0	0.5									
2	Remblai	99.5	3.0	0.01	Argiles et limons très mous à mous	< 0,4	Q1	1.1	1.4	90	1.5	0.0
3	Argille	97.0	5.5	0.30	Argiles et limons très mous à mous	< 0,4	Q1	1.1	26.6	90	29.2	29.2
4	Limon	96.0	6.5	1.00	Argiles et limons fermes	0,4 à 1,2	Q1	1.1	41.7	90	45.9	45.9
5	Granite altéré	88.0	14.5	2.50	Rocher altéré	2,5 à 4	Q5	1.6	105	200	167.9	167.9
6												
7												
8												

		Cote
Profondeur minimale des micropieux / plate-forme	7.5 m	95.0
Sol d'assise correspondant	n° 5	Granite altéré
Ancrage correspondant dans la couche		1.0 m
Profondeur max. de calcul des pieux / plate-forme	14.5 m	88.0
Hauteur de pieux neutralisée pour q_s	3.0 m	99.5

Ancrage minimal demandé dans la couche porteuse (m)	1.0 m
Commentaires :	



5. Exemples de calcul de fiche de micropieux en compression ou traction simple centrée

ELU Fondamental - Durable et Transitoire / ELU Sismique - Charges N_{Ed} (-) si traction									
Cas n°	Charges N_{Ed}	Section de tube		Profondeur / Plate-forme		Cote altimétrique d'ancrage du micropieux Z_{Base}	Couche n°	Nature de la couche	Ancrage dans la couche porteuse
		Calculée en compression simple	Retenue	Calculée	Retenue				
1	250 kN	73 / 5.5 mm	73 / 5.5 mm	11.6 m	11.6 m	90.9 m	5	Granite altéré	5.1 m
2	-250 kN	88.9 / 6.45 mm	88.9 / 6.45 mm	11.8 m	11.8 m	90.7 m	5	Granite altéré	5.3 m
3									
4									
5									
6									

ELU Accidentel - Charges N_{Ed} (-) si traction									
Cas n°	Charges N_{Ed}	Section de tube		Profondeur / Plate-forme		Cote altimétrique d'ancrage du micropieux Z_{Base}	Couche n°	Nature de la couche	Ancrage dans la couche porteuse
		Calculée en compression simple	Retenue	Calculée	Retenue				
1	250 kN	73 / 5.5 mm	73 / 5.5 mm	11.1 m	11.1 m	91.4 m	5	Granite altéré	4.6 m
2	-250 kN	88.9 / 6.45 mm	88.9 / 6.45 mm	11.3 m	11.3 m	91.2 m	5	Granite altéré	4.8 m
3									
4									
5									
6									

ELS Caractéristique - Charges N_{Ed} (-) si traction							
Cas n°	Charges N_{Ed}	Profondeur / Plate-forme		Cote altimétrique d'ancrage du micropieux Z_{Base}	Couche n°	Nature de la couche	Ancrage dans la couche porteuse
		Calculée	Retenue				
1	150 kN	9.9 m	9.9 m	92.6 m	5	Granite altéré	3.4 m
2	-150 kN	10.8 m	10.8 m	91.7 m	5	Granite altéré	4.3 m
3							
4							
5							
6							

ELS Quasi-permanent - Charges N_{Ed} (-) si traction							
Cas n°	Charges N_{Ed}	Profondeur / Plate-forme		Cote altimétrique d'ancrage du micropieux Z_{Base}	Couche n°	Nature de la couche	Ancrage dans la couche porteuse
		Calculée	Retenue				
1	150 kN	10.8 m	10.8 m	91.7 m	5	Granite altéré	4.3 m
2	-150 kN	12.5 m	12.5 m	90.0 m	5	Granite altéré	6.0 m
3							
4							
5							
6							

2 Exercice n° 2 : Calcul de pieux à la tarière creuse simple rotation - Méthode du modèle de terrain

2.1 Enoncé

2.1.1 Calcul structurel du béton en compression

- Diamètres de forage envisagés : 420 mm - 520 mm – 620 mm – 720 mm – 820 mm
- Caractéristiques du béton : C25/30.
- Elancement des pieux : inférieur à 1/20 en première hypothèse
- Pas de contrôle renforcé de la qualité et de la continuité du fût
- Pieu non armé

Les pieux seront exécutés à la **tarière creuse avec enregistrements des paramètres de forage et de bétonnage**.

Remarque : En **tarière creuse avec enregistrement des paramètres**, pour des valeurs de f_{ck} **supérieures ou égales à 25 MPa**, la valeur de f_{ck}^* est prise égale à 18,33 MPa, lorsque le calcul conduit à une valeur moindre. (c.f NF P 94-262 / Tableau 6.4.1.1)

Eléments à calculer :

Charges maximales admissibles en compression simple sur le béton pour chacun des diamètres

2.1.2 Caractéristiques géotechniques et du projet – Calcul de portance du sol et de fiches de pieux

2.1.2.1 Coupe des sols

Le niveau moyen du terrain naturel (TN) se situe à la cote + 100.00 NGF et la coupe type retenue par le géotechnicien à partir du niveau du TN est la suivante :

Couche n°	Désignation	Cote de la base (NGF)	Prof (m) de la base par rapport au TN	E_M (MPa)	PI^* (MPa)
1	Terre végétale	+ 99,5	0,5	-	-
2	Argile	+ 97,0	3,0	5	0,3
3	Limon	+ 96,0	4,0	12	1,0
4	Granite altéré	-	Au-delà	30	2,5

Le terrain est situé dans une zone humide. Il est prévu de réaliser des travaux de terrassement en déblais puis remblai comme suit pour éviter les inondations :

- décapage total de la terre végétale,
- mise en place d'un remblai de compensation altimétrique jusqu'à la cote + 102,0 NGF,
- mise en œuvre une couche de forme jusqu'à la cote +102,5, qui servira d'aire de circulation des engins.

Dessiner la coupe type avant et après travaux.

2.1.2.2 Calcul des charges admissibles sur les pieux

Pour un pieu de 420 mm ancré de 1,2 m – 1,7 m et 2,2 m dans le **granite altéré** exécuté depuis la plate-forme à +102,5, déterminer la charge admissible en **compression simple centrée** :

- à l'E.L.U accidentel
- à l'E.L.U fondamental – Situation durable et transitoire
- à l'E.L.S caractéristique
- à l'E.L.S quasi-permanent

Pour le dimensionnement des pieux, on considérera que la **valeur du frottement latéral est neutralisée sur la hauteur totale du remblai et de la couche de forme.**

Vérifier que pour chacune des profondeurs la contrainte appliquée sur les pieux reste inférieure à σ_{moy} aux ELS caractéristiques.

2.2 Réponses

2.2.1 Calcul structurel du béton

2.2.1.1 Caractéristiques du pieu

Technique de mise en oeuvre	Classe	Catégorie	Type de mise en oeuvre
Foré tarière creuse simple rotation	2	6	Sans refoulement de sol

2.2.1.2 Calcul du béton

Diamètre (mm)	420	520	620	720	820
Résistance caractéristique à la compression à 28 jours f_{ck} (MPa)	25				
C_{max} (MPa)	30				
k_1	1,35				
k_2	1,14	1,09	1,05	1,05	1,05
k_3 (pas de contrôle renforcé)	1,0				
α_{cc} (pieu non armé) <i>Coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance du béton</i>	0,8				
γ_c : Situation durable transitoire	1,5				
γ_c : Situation accidentelle	1,2				
γ_c : Situation sismique	1,3				
Résistance caractéristique à la compression					
Pour $f_{ck} \geq 25$ MPa :					
$f_{ck}^* = \max(\inf (f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck}) \frac{1}{k_1 \cdot k_2}; 18,33)$ (MPa)	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33

- f_{ck}^* : Résistance caractéristique à la compression à prendre en compte pour les vérifications de contraintes de compression du béton de structure de la fondation profonde

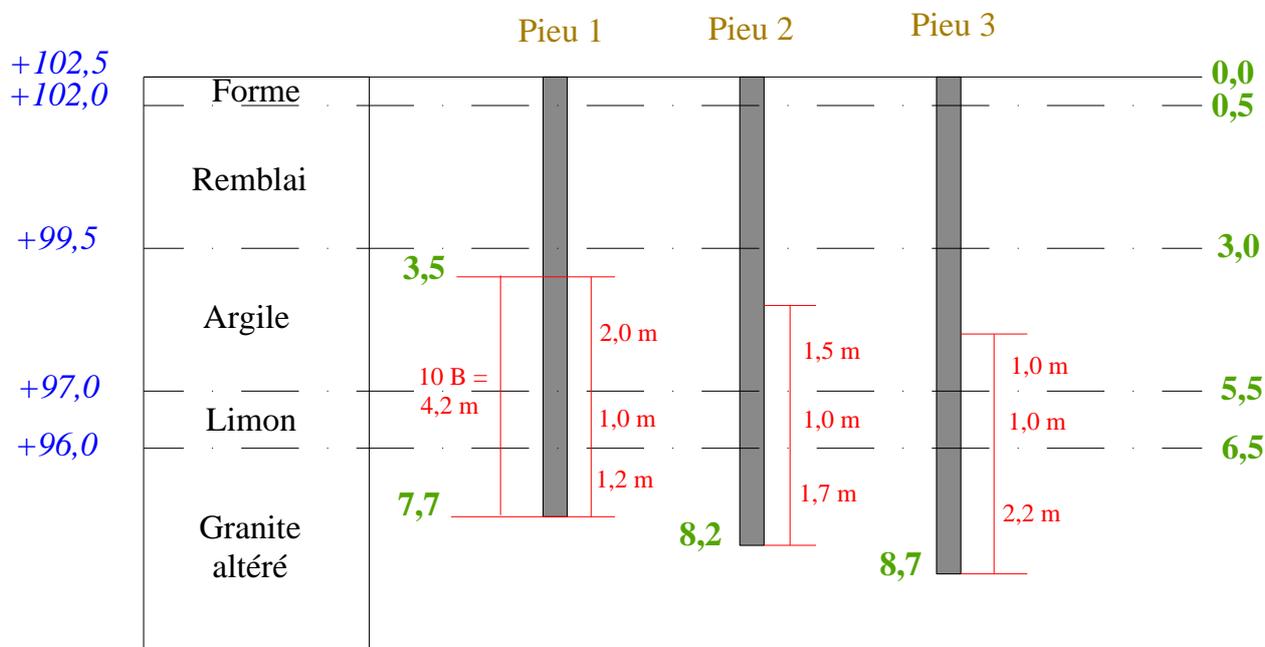
<u>Résistance à la compression aux E.L.U</u> $f_{cd} = \text{Min} \left(\alpha_{cc} k_3 \frac{f_{ck}^*}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{f_{ck}(t)}{\gamma_c}; \alpha_{cc} \frac{C_{\text{max}}}{\gamma_c} \right)$						
Diamètre (mm)		420	520	620	720	820
ELU combinaisons fondamentales	f_{cd} (MPa)	9,78	9,78	9,78	9,78	9,78
	Charge maximale (kN)	1354	2076	2951	3980	5162
ELU combinaisons accidentelles	f_{cd} (MPa)	12,22	12,22	12,22	12,22	12,22
	Charge maximale (kN)	1693	2595	3689	4975	6453
ELU combinaisons sismique	f_{cd} (MPa)	11,28	11,28	11,28	11,28	11,28
	Charge maximale (kN)	1562	2395	3405	4592	5956
<u>Résistance à la compression aux E.L.S caractéristiques</u>						
Diamètre (mm)		420	520	620	720	820
Valeur maximale : $\sigma_{c\text{max}} = \text{Min} (0,6.k_3.f_{ck}^* ; 0,6.f_{ck})$		11,0	11,0	11,0	11,0	11,0
Valeur moyenne : $\sigma_{c\text{moy}} = 0,3.f_{ck}^*$ E.L.S (MPa)		5,5	5,5	5,5	5,5	5,5
F _{c,d} max : Charge maximale admissible en compression simple ELS (kN)		761	1167	1660	2238	2904
F _{c,d} max : Charge maximale admissible en compression simple ELS (T)		77,6	119,0	169,2	228,1	296,0

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$

L'encastrement effectif est égal à D_{ef}/B où B est la plus petite dimension de la fondation.

- Lorsque l'encastrement effectif D_{ef}/B est supérieur à 5 : $k_{p(D_{ef}/B)} = k_{pmax}$
- Lorsque l'encastrement effectif D_{ef}/B est inférieur à 5 : $k_{p(D_{ef}/B)} = 1,0 + (k_{pmax}-1,0)(D_{ef}/B)/5$.

L'épaisseur e (h_d) de chacune de couches intéressées par le calcul est déterminée en partant **de la base du pieu** à la profondeur D et en remontant jusqu'au niveau de $D-h_d$.



Cas n°	1		2		3		
B (m)	0,42						
$h_D = 10B$ (m)	4,2						
D (m)	7,7		8,2		8,7		
$D - h_D$ (m)	3,5		4,0		4,5		
Sol n°	P_1^* (kPa)	$e_{(hd)}$ (m)	$e \cdot p_1^*$	$e_{(hd)}$ (m)	$e \cdot p_1^*$	$e_{(hd)}$ (m)	$e \cdot p_1^*$
5 (Granite)	2500	1,2	3000	1,7	4250	2,2	5500
4 (Limon)	1000	1,0	1000	1,0	1000	1,0	1000
3 (Argile)	300	2,0	600	1,5	450	1,0	300
2 (Remblai)	0	0	0	0	0	0	0
1 (Couche Forme)	0	0	0	0	0	0	0
$D_{ef} = \sum e_i \cdot p_{li} / p_{le}$ (m)	1,84		2,28		2,72		

D_{ef}/B	4,38	5,43	6,48
Classe du pieu	2		
k_{pmax} pour $D_{ef}/B > 5$	2,0		
$k_p = f(D_{ef}/B)$	1,876	2,0	2,0

Cas 1: $k_{p(D_{ef}/B)} = 1,0 + (k_{pmax}-1,0)(D_{ef}/B)/5 = 1,0 + (2-1)*4,38/5 = 1,876$

Pour les autres cas $D_{ef}/B > 5$, donc $k_p = k_{pmax}$.

Nota : Dans le cas présent à partir de 1,5 m d'ancrage dans le granite on atteint la valeur de $k_{pmax} = 2$.

2.2.2.3 Effort limite mobilisable par frottement axial

La courbe du frottement latéral à considérer est fonction du type de sol, de sa résistance mécanique et du type de pieu.

$$f_{sol}(p_l^*) = (a \cdot p_l^* + b)(1 - e^{-c \cdot p_l^*})$$

avec P_l en MPa.

$$q_s(z) = \alpha_{pieu-sol} f_{sol}[p_l(z)]$$

Valeur des coefficients de modèle pour la méthode pressiométrique.

$$\text{Rappel : } q_{s;k} = \frac{q_s}{\gamma_{Rd;1} \cdot \gamma_{Rd;2}}$$

Catégorie de pieu	Sollicitation	$\gamma_{R,d1}$	$\gamma_{R,d2}$	$\gamma_{R,d1} \times \gamma_{R,d2}$
6	compression	1,15	1,1	1,265

Sol n°	Désignation	Epaisseur de la couche e_i (m)	P_l^* (MPa)	Classe de sol	$\alpha_{pieu-sol}$	f_{sol}		q_{si} (kPa)	q_{smax} (kPa)	$e_i \cdot q_{si}$
						Courbe	(kPa)			
1	Couche de forme	0,5	-	-	-	-	-	0	-	0
2	Remblais	2,5	-	-	-	-	-	0	-	0
3	Argile	2,5	0,3	Argile molle	1,5	Q1	26,6	39,9	90	99,8
4	Limon	1,0	1,0	Limon ferme	1,5	Q1	41,7	62,6	90	62,6
5	Granite altéré	e_5	2,5	Roche altérée	1,6	Q5	104,9	167,9	200	167,9 e_5

Courbe de sols : tableau 10 page 87

2.2.2.3.1 Valeur de calcul des charges

Equations générales à ELU

① Situations accidentelles :

$$R_{c,d} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \frac{A_b \cdot k_p \cdot p_{le}^* + P_s \int_0^D \alpha_{pieu-sol} f_{sol} [p_l(z)]}{\gamma_{Rd;1} \cdot \gamma_{Rd;2}}$$

- à 7,7 m :

$$R_{c,d} = \frac{\pi \times 0,42^2 / 4 \times 1,876 \times 2500 + \pi \times 0,42 \times (99,8 + 62,6 + 167,9 \times 1,2)}{(1,15 \times 1,1)} = 893 \text{ kN}$$

- à 8,2 m :

$$R_{c,d} = \frac{\pi \times 0,42^2 / 4 \times 2,0 \times 2500 + \pi \times 0,42 \times (99,8 + 62,6 + 167,9 \times 1,7)}{(1,15 \times 1,1)} = 1014 \text{ kN}$$

② Situations durables et transitoires :

$$R_{c,d} = (R_{b;k} + R_{s;k}) / 1,1 = \frac{A_b \cdot k_p \cdot p_{le}^* + P_s \int_0^D \alpha_{pieu-sol} f_{sol} [p_l(z)]}{\gamma_{Rd;1} \cdot \gamma_{Rd;2} \times 1,1}$$

- à 7,7 m :

$$R_{c,d} = \frac{\pi \times 0,42^2 / 4 \times 1,876 \times 2500 + \pi \times 0,42 \times (99,8 + 62,6 + 167,9 \times 1,2)}{(1,15 \times 1,1 \times 1,1)} = 812 \text{ kN}$$

- à 8,2 m :

$$R_{c,d} = \frac{\pi \times 0,42^2 / 4 \times 2,0 \times 2500 + \pi \times 0,42 \times (99,8 + 62,6 + 167,9 \times 1,7)}{(1,15 \times 1,1 \times 1,1)} = 922 \text{ kN}$$

Equations générales à l'ELS

③ Combinaisons caractéristiques :

$$R_{c;cr;d} = (0,5.R_{b;k} + 0,7.R_{s;k}) / 0,9 = \frac{(0,5A_b.k_p.p_{le}^* + 0,7P_s \int_0^D \alpha_{pieu-sol} f_{sol} [p_l(z)] dz)}{(\gamma_{Rd;1} \cdot \gamma_{Rd;2} \times 0,9)}$$

- à 7,7 m :

$$R_{c;cr;d} = \frac{0,5 \times (\pi \times 0,42^2 / 4 \times 1,876 \times 2500) + 0,7 \times (\pi \times 0,42 \times (99,8 + 62,6 + 167,9 \times 1,2))}{(1,15 \times 1,1 \times 0,9)} = 580 \text{ kN}$$

- à 8,2 m :

$$R_{c;cr;d} = \frac{0,5 \times (\pi \times 0,42^2 / 4 \times 2,0 \times 2500) + 0,7 \times (\pi \times 0,42 \times (99,8 + 62,6 + 167,9 \times 1,7))}{(1,15 \times 1,1 \times 0,9)} = 667 \text{ kN}$$

④ Combinaisons quasi-permanentes :

$$R_{c;cr;d} = (0,5.R_{b;k} + 0,7.R_{s;k}) / 1,1 = \frac{(0,5A_b.k_p.p_{le}^* + 0,7P_s \int_0^D \alpha_{pieu-sol} f_{sol} [p_l(z)] dz)}{(\gamma_{Rd;1} \cdot \gamma_{Rd;2} \times 1,1)}$$

- à 7,7 m :

$$R_{c;cr;d} = \frac{0,5 \times (\pi \times 0,42^2 / 4 \times 1,876 \times 2500) + 0,7 \times (\pi \times 0,42 \times (99,8 + 62,6 + 167,9 \times 1,2))}{(1,15 \times 1,1 \times 1,1)} = 474 \text{ kN}$$

- à 8,2 m :

$$R_{c;cr;d} = \frac{0,5 \times (\pi \times 0,42^2 / 4 \times 2,0 \times 2500) + 0,7 \times (\pi \times 0,42 \times (99,8 + 62,6 + 167,9 \times 1,7))}{(1,15 \times 1,1 \times 1,1)} = 545 \text{ kN}$$

Récapitulatif

Cas n°	Ancrage du pieu e ₅ (m)	Fiche du pieu D (m)	E.L.U		E.L.S		
			R _{c;d}		R _{c;cr;d}		
			Accidentel	Durable et transitoire	Caractéristique		Quasi-permanent
1	1,2	7,7	893 kN	812 kN	580 kN	4,2 MPa	474 kN
2	1,7	8,2	1014 kN	922 kN	667 kN	4,8 MPa	545 kN
3	2,2	8,7	1102 kN	1002 kN	735 kN	5,3 MPa	601 kN



**Justification de fondations par pieux forés en compression simple
à partir de résultats d'essais pressiométriques selon la norme NF P 94-262 de juillet 2012
Méthode du "modèle de terrain" - Sans effet de groupe**

1. Opération

Note de calcul n° **1**

Adresse :	BADEN - Rue du commerce	Opération :	Salle omnisports
Ouvrage concerné :	Salle principale	Client :	Commune de Baden
N° de dossier :	15-100	Date :	26/08/2015
Cote de la plate-forme :	102.50	Réf. :	NGF
		Coupe type n° :	1
		Sondages concernés :	SP1

2. Définition des pieux - Matériaux constitutifs - Coefficients

Technique de mise en oeuvre		Abréviation	Classe	Catégorie	Mise en oeuvre
Foré tarière creuse simple rotation		FTC	2	6	Sans refoulement de sol

Classe de résistance du béton	Résistance à 28 jours f _{ck} (MPa)	Selon type de pieu			Contrôle renforcé		Armatures		Eclatement du pieu B/L	E.L.U - coefficients γ _c		
		f _{ck} * mini (MPa)	Compression maxi C _{max} (MPa)	k ₁	Contrôle renforcé de la qualité	k ₃	Pieu armé	α _{cc}		Durable Transi.	Accident.	Sismique
C25/30	25	18.33	30	1.35	non	1.0	non	0.8	< 1/20	1.50	1.20	1.30

Cas de calcul n°	1	2	3	4	5		
Diamètre du pieu (m)	0.42	0.52	0.62	0.72	0.82		
Facteur géométrique k ₂ - f (B/L; Diamètre)	1.14	1.09	1.05	1.05	1.05		
Résistance caractéristique à la compression f _{ck} * (MPa)	18.33	18.33	18.33	18.33	18.33		
ELU	Durable et transitoire	f _{cd,ELU,fond} (MPa)	9.78	9.78	9.78	9.78	9.78
	Accidentelle	Charge maxi (kN)	1354	2076	2951	3980	5162
		f _{cd,ELU,acci} (MPa)	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22
	Sismique	Charge maxi (kN)	1693	2595	3689	4975	6453
f _{cd,ELU,sism} (MPa)		11.28	11.28	11.28	11.28	11.28	
ELS	Caractéristique	Charge maxi (kN)	1562	2395	3405	4592	5956
		σ _{c,max} (MPa)	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
		σ _{c,moy} (MPa)	5.50	5.50	5.50	5.50	5.50
		Charge maxi (kN)	761	1167	1660	2238	2904

Pieux forés - Classe 1 :

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

Pieux tarière creuse - Classe 2 :

$$f_{ck}^* = \max(18,33; \inf (f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck})) \frac{1}{k_1 k_2}$$

ELU

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

ELS

$$\sigma_{c,max} = \text{Min} (0,6 k_3 f_{ck}^*; 0,6 f_{ck})$$

$$\sigma_{c,moy} = 0,3 k_3 f_{ck}^*$$

Pieux forés - Classe 1 :

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

Pieux tarière creuse - Classe 2 :

$$f_{ck}^* = \max(18,33; \inf (f_{ck}(t); C_{max}; f_{ck})) \frac{1}{k_1 k_2}$$

ELU

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

ELS

$$\sigma_{c,max} = \text{Min} (0,6 k_3 f_{ck}^*; 0,6 f_{ck})$$

$$\sigma_{c,moy} = 0,3 k_3 f_{ck}^*$$

3. Modèle géomécanique - Paramètres de sol

N°	Désignation	Cote de la base	Prof de la base (m)	pl (MPa)	Classe de sol	Tranche de p _i (MPa)	Courbe	q _s calculé (kPa)	q _s retenu (kPa)	k _p maxi calculé	k _p maxi retenu	k _p , P _{le} Maxi autorisé
1	Couche de forme	102.0	0.5									
2	Remblais	99.5	3.0	0.01	Argiles et limons très mous à mous	< 0,4	Q1	2.1	0.0	1.30	0.00	
3	Argille	97.0	5.5	0.30	Argiles et limons très mous à mous	< 0,4	Q1	39.9	39.9	1.30	1.30	
4	Limon	96.0	6.5	1.00	Argiles et limons fermes	0,4 à 1,2	Q1	62.6	62.6	1.30	1.30	
5	Granite altéré	83.0	19.5	2.50	Rocher altéré	2,5 à 4	Q5	167.9	167.9	2.00	2.00	
6												
7												
8												

		Cote
Profondeur minimale des pieux / plate-forme	7.7 m	94.8
Sol d'assise correspondant	n° 5	Granite altéré
Ancrage correspondant dans la couche	1.2 m	
Profondeur maxi. de calcul des pieux / plate-forme	17.5 m	85.0
Hauteur de pieux neutralisée pour q _s	3.0 m	99.5
Hauteur de pieux neutralisée pour k _p	3.0 m	99.5

Le terme de pointe ne sera pris en compte dans tous les cas qu'au-delà d'une profondeur de 5B

Ancrage minimal demandé dans la couche porteuse pour le plus petit diamètre : 1.2 m

Rappel : Selon la note 1 de l'article F 4.2.6 - Annexe F de la norme P94-262, l'encastrement effectif dans la couche porteuse doit être égal au minimum à 3 diamètres ou 1,5 m pour des pieux de diamètres supérieurs à 0,5 m

Commentaires :

4. Coefficients partiels en compression

Modèle de terrain - Méthode pressiométrique	
γ _{R,d1,e}	1.15
γ _{R,d2}	1.10

E.L.S - Facteur sur fluage γ _{cr}	
Caractéristique	Quasi-permanent
γ _{cr,c,car}	γ _{cr,c,qp}
0.9	1.1

E.L.U - Facteur de sécurité γ _t		
Durable et Transi.	Accidentelle	Sismique
γ _{t,fond}	γ _{t,acci}	γ _{t,sism}
1.1	1.0	1.1



5. Exemples de calcul de fiche de pieux en compression simple centrée

E.L.S Quasi-permanent - $F_d \leq R_{c;cr,d}$

$$R_{c;cr,d} = (0,5.R_{b;k} + 0,7.R_{s;k}) / \gamma_{cr} = \frac{(0,5A_b.k_p.p_{le}^* + 0,7.P_s \int_0^D q_s(z))}{(\gamma_{Rd;1} \cdot \gamma_{Rd;2} \times 1,1)}$$

Cas N°	Charge ELS (kN)	Valeurs calculées			Valeurs retenues			Ancrage				
		Diamètre mini (m)	Contrainte réelle sur le pieu (MPa)	Prof. mini calculée / Plate-forme (m)	Prof. Retenue (m)	Cote altimétrique d'ancrage du pieu Zbase	Elaçnement	Facteur de portance k _p	Pression limite équivalente P _e * (MPa)	Couche n°	Nature de la couche	Ancrage minimal calculé dans la couche porteuse (m)
1	474	0.42 m	3.4	7.7 m	7.7 m	94.8 m	<1/20	1.88	2.50	5	Granite altéré	1.2 m
2	545	0.42 m	3.9	8.2 m	8.2 m	94.3 m	<1/20	2.00	2.50	5	Granite altéré	1.7 m
3	601	0.42 m	4.3	8.7 m	8.7 m	93.8 m	<1/20	2.00	2.50	5	Granite altéré	2.2 m
4												
5												
6												

E.L.S Caractéristique - $F_d \leq R_{c;cr,d}$

$$R_{c;cr,d} = (0,5.R_{b;k} + 0,7.R_{s;k}) / \gamma_{cr} = \frac{(0,5A_b.k_p.p_{le}^* + 0,7.P_s \int_0^D q_s(z))}{(\gamma_{Rd;1} \cdot \gamma_{Rd;2} \times 0,9)}$$

Cas N°	Charge ELS (kN)	Valeurs calculées			Valeurs retenues			Ancrage				
		Diamètre mini (m)	Contrainte réelle sur le pieu (MPa)	Prof. mini calculée / Plate-forme (m)	Prof. Retenue (m)	Cote altimétrique d'ancrage du pieu Zbase	Elaçnement	Facteur de portance k _p	Pression limite équivalente P _e * (MPa)	Couche n°	Nature de la couche	Ancrage minimal calculé dans la couche porteuse (m)
1	580	0.42 m	4.2	7.7 m	7.7 m	94.8 m	<1/20	1.88	2.50	5	Granite altéré	1.2 m
2	667	0.42 m	4.8	8.2 m	8.2 m	94.3 m	<1/20	2.00	2.50	5	Granite altéré	1.7 m
3	735	0.42 m	5.3	8.7 m	8.7 m	93.8 m	<1/20	2.00	2.50	5	Granite altéré	2.2 m
4												
5												
6												

E.L.U Fondamental - Durable et transitoire - $F_{c;d} \leq R_{c;d}$

$$R_{c;d} = (R_{b;k} + R_{s;k}) / \gamma_t = \frac{(A_b.k_p.p_{le}^* + P_s \int_0^D q_s(z))}{\gamma_{Rd;1} \cdot \gamma_{Rd;2} \times 1,1}$$

Cas N°	Charge ELU (kN) F _{c;d}	Valeurs calculées			Valeurs retenues			Ancrage				
		Diamètre mini (m)	Contrainte réelle sur le pieu (MPa)	Prof. mini calculée / Plate-forme (m)	Prof. Retenue (m)	Cote altimétrique d'ancrage du pieu Zbase	Elaçnement	Facteur de portance k _p	Pression limite équivalente P _e * (MPa)	Couche n°	Nature de la couche	Ancrage minimal calculé dans la couche porteuse (m)
1	812	0.42 m	5.9	7.7 m	7.7 m	94.8 m	<1/20	1.88	2.50	5	Granite altéré	1.2 m
2	922	0.42 m	6.7	8.2 m	8.2 m	94.3 m	<1/20	2.00	2.50	5	Granite altéré	1.7 m
3	1002	0.42 m	7.2	8.7 m	8.7 m	93.8 m	<1/20	2.00	2.50	5	Granite altéré	2.2 m
4												
5												
6												

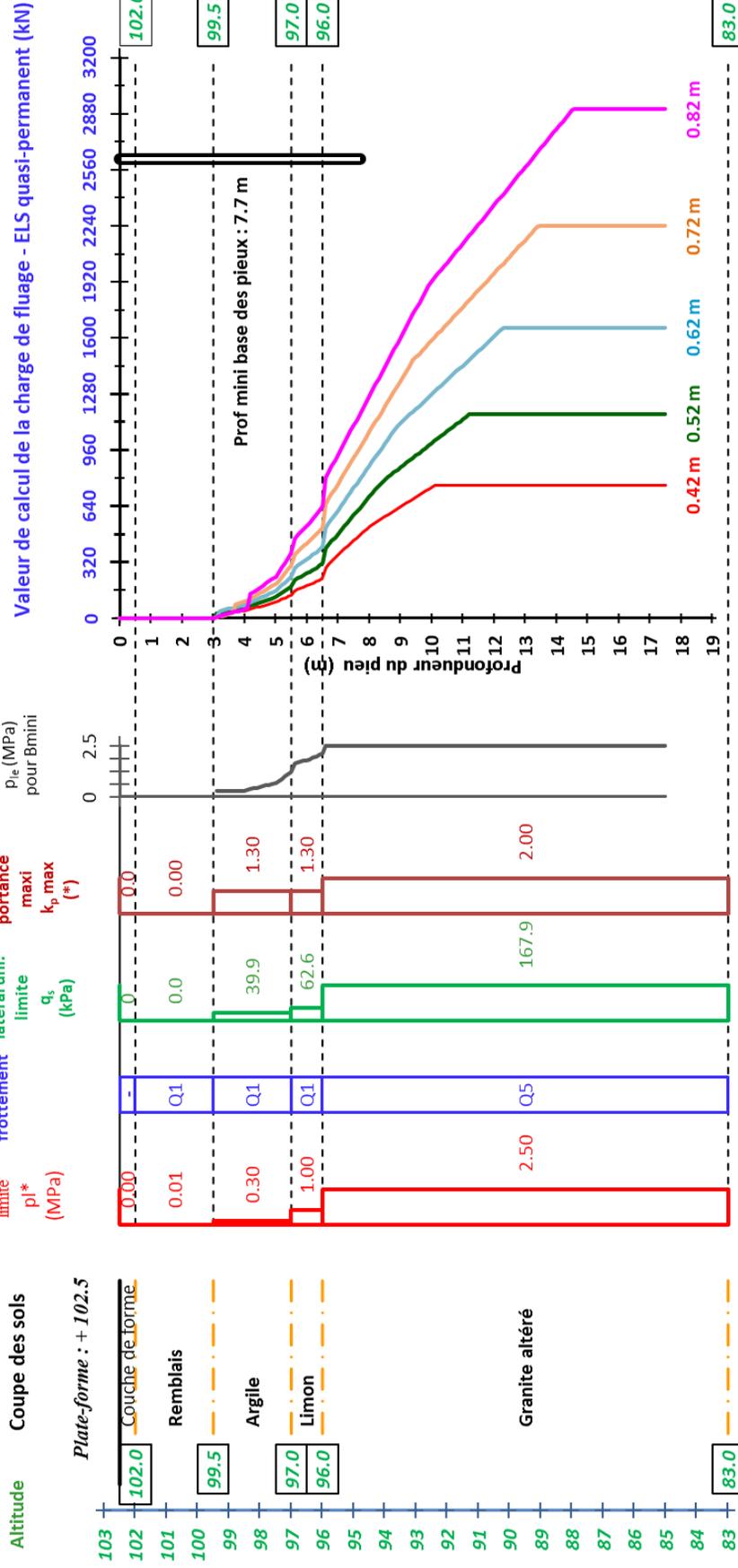
ELU Accidentel - $F_{c;d} \leq R_{c;d}$

$$R_{c;d} = (R_{b;k} + R_{s;k}) / \gamma_t = \frac{(A_b.k_p.p_{le}^* + P_s \int_0^D q_s(z))}{\gamma_{Rd;1} \cdot \gamma_{Rd;2} \times 1,0}$$

Cas N°	Charge ELU (kN) F _{c;d}	valeurs calculées			Valeurs retenues			Ancrage				
		Diamètre mini (m)	Contrainte réelle sur le pieu (MPa)	Prof. mini calculée / Plate-forme (m)	Prof. Retenue (m)	Cote altimétrique d'ancrage du pieu Zbase	Elaçnement	Facteur de portance k _p	Pression limite équivalente P _e * (MPa)	Couche n°	Nature de la couche	Ancrage minimal calculé dans la couche porteuse (m)
1	893	0.42 m	6.4	7.7 m	7.7 m	94.8 m	<1/20	1.88	2.50	5	Granite altéré	1.2 m
2	1014	0.42 m	7.3	8.2 m	8.2 m	94.3 m	<1/20	2.00	2.50	5	Granite altéré	1.7 m
3	1102	0.42 m	8.0	8.7 m	8.7 m	93.8 m	<1/20	2.00	2.50	5	Granite altéré	2.2 m
4												
5												
6												

Ville : **BADEN - Rue du commerce** Opération : **Salle omnisports** Ouvrage : **Salle principale** Dossier n° **15-100** Date : **26/08/2015**
 Technique de pieu : **Foré tarière creuse simple rotation** Cote plate-forme chantier : **+102.5** Coupe type n° **1** Sondages concernés : **SPI**
 Profondeur mini des pieux : **7.7 m** Ancrage minimal dans la couche porteuse : **1.2 m** Hauteur neutralisée pour q_s : **3 m** Hauteur neutralisée pour k_p : **5 x B**

(*) Le facteur de portance k_p à retenir dépendra de l'encastrement relatif D_{ef}/B



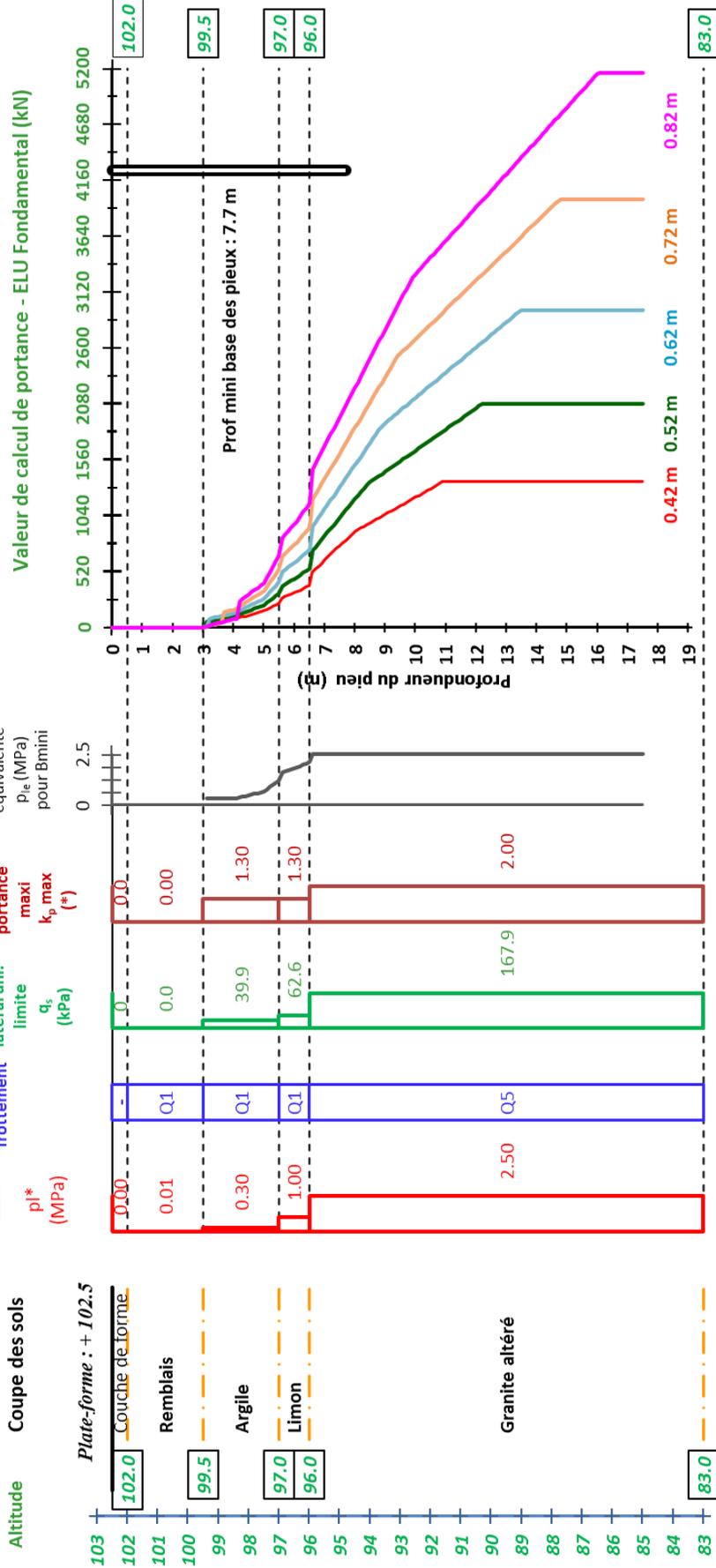
Exemples de fiches de pieu en charges quasi - perm.	Charge ELS (kN) :	
	601	474
	Diamètre :	
	0.42 m	0.42 m
	Profondeur :	
	7.7 m	8.2 m
	Ancrage :	
	1.2 m	1.7 m
		2.2 m

Béton - ELS Caractéristique		Elaçnement :	
Diamètre (m) :	0.42	0.52	0.62
σ_c moy (MPa) :	5.50	5.50	5.50
Charge maxi ELS (kN) :	761	1167	1660
		2238	2904

Ville : **BADEN** - Rue du commerce Opération: **Salle omnisports** Ouvrage : **Salle principale** Dossier n° **15-100** Date : **26/08/2015**
 Technique de pieu : **Foré tarière creuse simple rotation** Cote plate-forme chantier : **+102.5** Coupe type n° : **1** Sondages concernés : **SP1**
 Profondeur mini des pieux : **7.7 m** Ancrage minimal dans la couche porteuse : **1.2 m** Hauteur neutralisée pour q_s : **3 m** Hauteur neutralisée pour k_p : **5 x B**

(*) Le facteur de portance k_p à retenir dépendra de l'encastrement relatif D_{ef}/B

Valeur de calcul de portance - ELU Fondamental (kN)



Béton - ELU - Durable et Transitoire	Elancement : < 1/20	
Diamètre (m) :	0.42	0.62
f_{cd} (MPa) :	9.78	9.78
Charge maxi ELU (KN) :	1354	2076
	2951	3980
	5162	

Exemples de fiches de pieu selon charges ELU Fondam.	Charge ELU (kN) :	Diamètre :	Profondeur :	Ancrage :
	812	0.42 m	7.7 m	1.2 m
	922	0.42 m	8.2 m	1.7 m
	1002	0.42 m	8.7 m	2.2 m

3 Exercice n° 3 - Tolérances d'implantation au niveau du recépage des pieux selon le DTU 13.2

3.1 Données du problème :

Le chapitre 1.15 du DTU 13.2 NF P 11.212 « fondations profondes pour le bâtiment » précise les tolérances d'implantation au niveau du recépage par type de pieu.

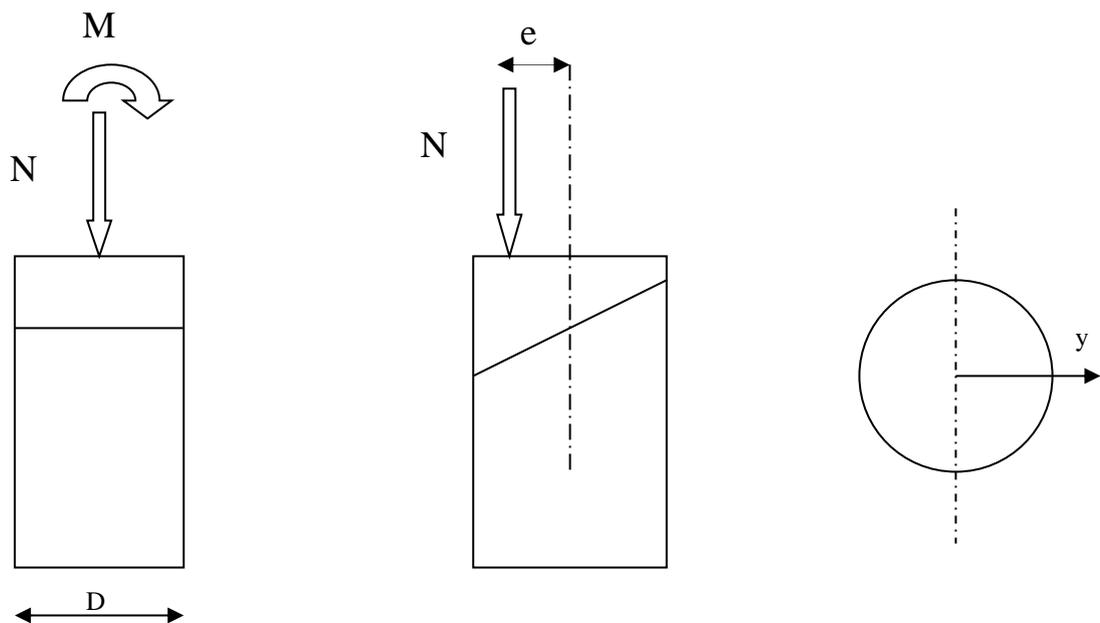
Dans le cas particulier des pieux qui sont à la fois :

- verticaux
- de section circulaire
- en béton
- sans armature
- soumis à des efforts verticaux seulement,
- en site terrestre, la distance, dans le plan horizontal de recépage, entre l'axe théorique et l'axe réel du pieu doit être inférieure au huitième du diamètre.

Par ailleurs, l'inclinaison du pieu sur la verticale doit être inférieure à 3% et inférieure à 2% si plus de 3 pieux d'un même groupe sont inclinés dans la même direction.

Historiquement, une pratique courante était de considérer qu'une charge axiale pouvait sans conséquence être excentrée jusqu'à $B/8$ sur des pieux verticaux non armés sollicités entre 4 et 5 MPa à l'ELS et respectant des tolérances spécifiques ; les justifications exigées à l'ELU sont plus pénalisantes.

3.1.1 Justifier le critère de l'excentrement inférieur au huitième du diamètre



$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \left(\frac{M}{I}\right) \cdot y$$

$$\text{avec } y = \frac{D}{2} \quad \sigma = \frac{N}{S} \pm \left(\frac{M}{I}\right) \cdot \frac{D}{2} \quad S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad I = \frac{\pi \times D^4}{64} \quad M = N \cdot e$$

3.1.2 Valeurs d'excentrements maximaux admissibles

Pour les diamètres de pieux suivants et déterminer la profondeur à laquelle est atteinte cette valeur d'excentrement dans le cas où l'inclinaison du pieu atteindrait 3% sur la verticale.

42 – 52 – 62 – 72 – 82 – 92 cm

3.2 Réponses

3.2.1 Critère d'excentrement

$$\sigma = \frac{N}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}} \pm \frac{N \cdot e}{\frac{\pi \cdot D^4}{64}} \cdot \frac{D}{2} \quad \sigma = \frac{4 \cdot N}{D^2 \cdot \pi} \pm \frac{N \cdot e \cdot 64}{2 \cdot D^3 \cdot \pi} \quad \sigma = \frac{N}{D^2 \cdot \pi} \cdot \left(4 \pm \frac{32 \cdot e}{D}\right)$$

Pour que $\sigma = 0$ il faut que $\sigma = \frac{N}{D^2 \cdot \pi} \cdot \left(4 \pm \frac{32 \cdot e}{D}\right) = 0$ soit $\left(4 \pm \frac{32 \cdot e}{D}\right) = 0$ d'où

$$e = \frac{D}{8}$$

Le **noyau central** est donc défini par un cercle de diamètre $D/8$.

3.2.2 Valeurs d'excentrements maximaux admissibles

Diam (cm)	42	52	62	72	82	92
Excentrement maxi e (cm)	5,25	6,5	7,75	9,0	10,25	11,5

4 Exercice n°4 : Tassement d'un pieu isolé sous un ouvrage de génie civil selon la méthode Frank et Zhao

4.1 Enoncé

Caractéristiques du pieu

- Type : pieux à la tarière creuse type II
- Diamètre : 0,5 m
- Profondeur : 10 m

Géométries et propriétés des sols

- Cote du terrain originel : + 100,0

Désignation	Cote de base	E_M (MPa)	α	p_1 (MPa)	Classe de sol	Frottement latéral		Pointe
						Courbe	q_s (kPa)	k_p maxi
Argile 01	+ 96,0	2	0,67	0,2	A	Q1	10	-
Limon argileux 02	+ 94,0	5	0,50	0,5	A	Q1	22	-
Sable 03	En deçà	8	0,5	1,0	B	Q3	77	1,1

- Dessiner la coupe des terrains
- Calculer les différentes charges ultimes et de fluage
- Tracer les lois de mobilisation de la pointe et de l'effort latéral du pieu par couche de sol
- En faisant abstraction de la compressibilité propre du béton (réputé très rigide), calculer les forces nécessaires en tête permettant un tassement du pieu de 3 mm, 5 mm, 10 mm, 20 mm, 30 mm, 40 mm puis tracer la courbe correspondante.
- Commenter

4.2 Réponses

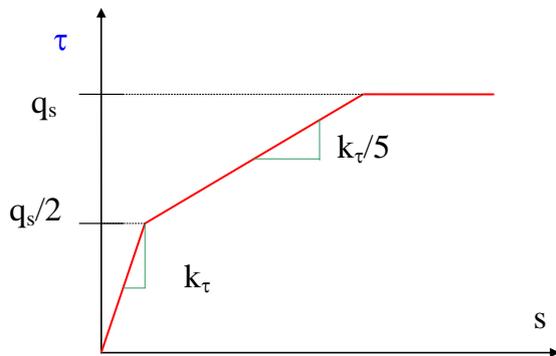
4.2.1 Calcul des charges et contrainte

Q_{su} (kN)	Effort limite mobilisable par frottement	$Q_{su} = P \cdot \int_0^H q_s(z) \cdot dz$	$\pi \times 0,5 \text{ m} \times (4 \text{ m} \times 10 \text{ kPa} + 2 \text{ m} \times 22 \text{ kPa} + 4 \text{ m} \times 77 \text{ kPa}) = 615,75 \text{ kN}$
q_{pu} (kPa)	Contrainte mobilisable en pointe	$q_{pu} = k_p \cdot p_{le}^*$	$q_{pu} = 1,1 \times 1000 = 1100 \text{ kPa}$
Q_{pu} (kN) :	Effort limite mobilisable en pointe	$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_u$	$\pi \times 0,5^2 \text{ m}^2 / 4 \times 1100 = 216 \text{ kN}$
Q_c (kN)	Effort de fluage	$Q_c = 0,5 Q_{pu} + 0,7 Q_{su}$	$0,7 \times 615,8 + 0,5 \times 216 = 539 \text{ kN}$
$0,7 \times Q_c$ (kN) :	-	$0,7 \times Q_c$ (kN) :	$0,7 \times 539,0 = 377,3 \text{ kN}$

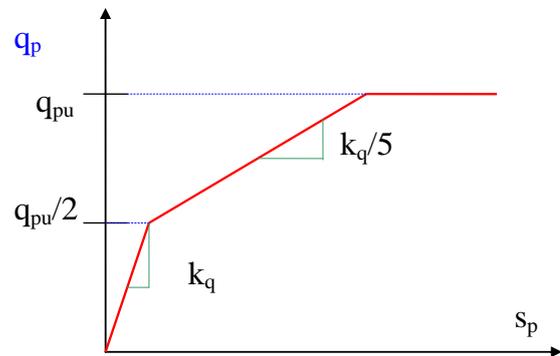
Rappel : La méthode n'est valable que pour des charges inférieures ou égales à $0,7 Q_c$ (Q_c charge de fluage) ce qui correspond à l'Etat Limite de mobilisation du sol à l'ELS (Charge quasi-permanentes) : $Q_{\max \text{ ELS}} = Q_c / 1,4$

4.2.2 Calcul des tassements

- $B = 0,5 \text{ m}$



Loi de mobilisation du frottement latéral
le long du fût du pieu



Loi de mobilisation de l'effort de pointe

Type de sol	Fin	Granulaire
k_τ	$k_\tau = \frac{2 \cdot E_M}{B}$	$k_\tau = \frac{0,8 \cdot E_M}{B}$
k_q	$k_q = \frac{11 \cdot E_M}{B}$	$k_q = \frac{4,8 \cdot E_M}{B}$

Application numérique

Frottement : exemple sol 1 - sol fin

k_τ	$k_\tau = \frac{2 \cdot E_M}{B}$	$k_\tau = \frac{2 \times 2}{0,5} = 8 \text{ MPa/m} = 8 \text{ kPa/mm}$
Palier 1	$q_s/2$	$q_s/2 = 10/2 = 5 \text{ kPa}$
	$s_{\tau 1} = \frac{q_s/2}{k_\tau}$	$s_{\tau 1} = \frac{5}{8} = 0,625 \text{ mm}$
Palier 2	$\frac{k_\tau}{5}$	$\frac{k_\tau}{5} = \frac{8}{5} = 1,6 \text{ kPa/mm}$
	$s_{\tau 2} = \frac{q_s/2}{k_\tau} + \frac{q_s/2}{\frac{k_\tau}{5}}$	$s_{\tau 2} = 0,625 + \frac{5}{1,6} = 3,75 \text{ mm}$

Pointe : sol granulaire ancrage du pieu

k_q	$k_q = \frac{4,8 \cdot E_M}{B}$	$k_q = \frac{4,8 \times 8}{0,5} = 76,8 \text{ MPa/m} = 76,8 \text{ kPa/mm}$
Palier 1	$q_{pu}/2$	$q_{pu}/2 = 1100/2 = 550 \text{ kPa}$
	$s_{p1} = \frac{q_{pu}/2}{k_q}$	$s_{p1} = \frac{550}{76,8} = 7,161 \text{ mm}$
Palier 2	$\frac{k_q}{5}$	$\frac{k_q}{5} = \frac{76,8}{5} = 15,36 \text{ kPa/mm}$
	$s_{p2} = \frac{q_{pu}/2}{k_q} + \frac{q_{pu}/2}{\frac{k_q}{5}}$	$s_{p2} = 7,161 + \frac{550}{15,36} = 42,968 \text{ mm}$

Sol n°	Type de sol	Frottement				Pointe			
		k_τ (kPa/mm)	$q_s/2$ (kPa)	$S_{\tau 1}$ (mm)	$S_{\tau 2}$ (mm)	k_q (kPa/mm)	$q_{pu}/2$ (kPa)	S_{p1} (mm)	S_{p2} (mm)
1	fin	8	5	0,625	3,750	-	-	-	-
2	fin	20	11	0,55	3,3	-	-	-	-
3	granulaire	12,8	38,5	3,008	18,047	76,8	550	7,161	42,968

Pour une contrainte q à la base du pieu, le tassement s_p correspondant est égale à :

Tassement en pointe (s_p) pour une contrainte q à la base du pieu		- q_{si} : frottement latéral unitaire dans la couche considérée	
- pour $0 < q < \frac{q_u}{2}$	$s_p = \frac{q}{k_q}$	- pour $0 < s < \frac{q_s}{2.k_\tau}$	$\tau = k_\tau .s$
- pour $\frac{q_u}{2} < q < q_u$	$s_p = \frac{(5.q - 2.q_u)}{k_q}$	- pour $\frac{q_s}{2.k_\tau} < s < \frac{3.q_s}{k_\tau}$	$\tau = \frac{2.q_s + k_\tau .s}{5}$

$$Q_s = \rho_s \times P \sum h_i \times \tau_i \text{ (kN)}$$

Application numérique pour un tassement de 3 mm

Terme de pointe :

Tassement	Palier n°	Contrainte en pointe		Charge en pointe	
3 mm	1	$q_p = s_p . k_q$	$q_p = 3.76,8 = 230,4 \text{ kPa}$	$Q_p = q_p . A$	45,24 kN

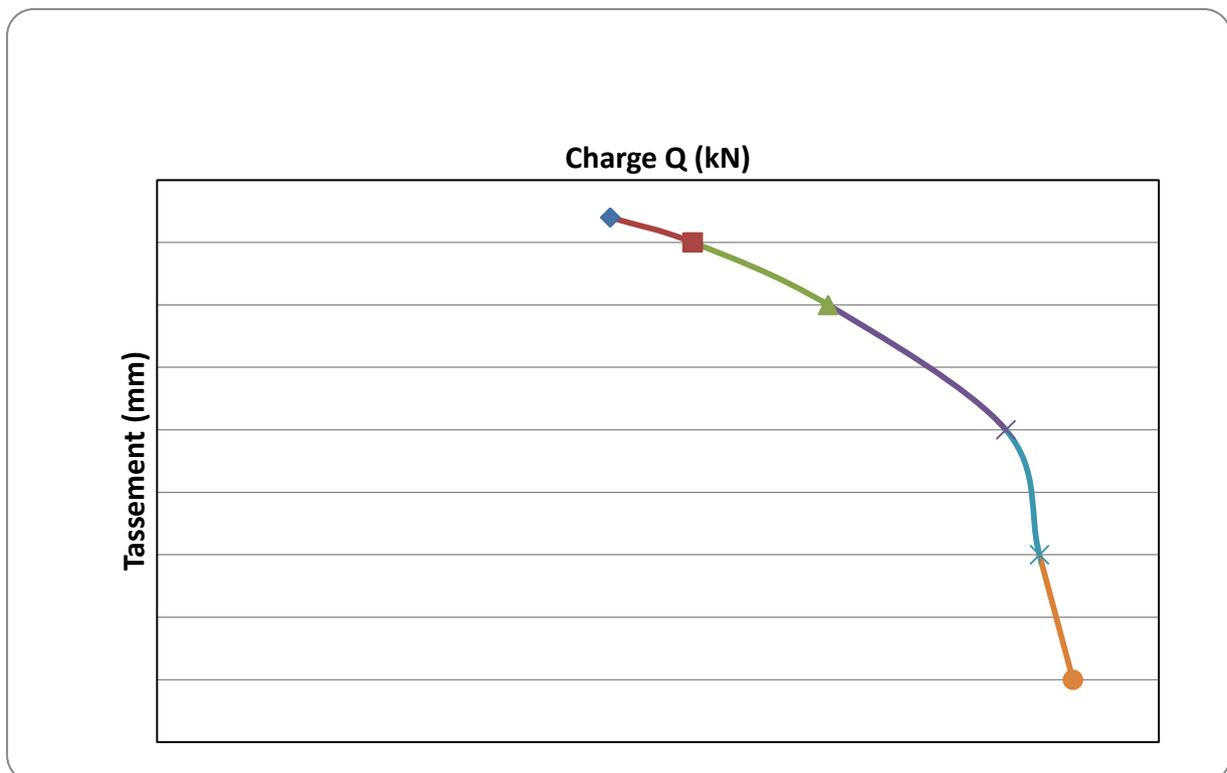
Terme de frottement :

Tassement	Sol	Palier n°	τ	
3 mm	Argile	2	$\tau = \frac{2.q_s + k_\tau .s}{5}$	$\tau = \frac{2 \times 10 + 8 \times 3}{5} = 8,8 \text{ kPa}$
	Limon	2	$\tau = \frac{2.q_s + k_\tau .s}{5}$	$\tau = \frac{2 \times 22 + 20 \times 3}{5} = 20,8 \text{ kPa}$
	Sable	1	$\tau = k_\tau .s$	$\tau = k_\tau .s = 12.8 \times 3 = 38,4 \text{ kPa}$

Tassement (mm)	Pointe (Sable)		Frottement							Total
	q_p (kPa)	Q_p (kN)	Argile		Limon		Sable		Ensemble des sols	Q_T (kN)
			τ_1 (kPa)	$\tau_1 \times h_1$ (kPa.m)	τ_2 (kPa)	$\tau_2 \times h_2$ (kPa.m)	τ_3 (kPa)	$\tau_3 \times h_3$ (kPa.m)	Q_s (kN)	
3	230,4	45,24	8,8	35,2	20,8	41,8	38,4	153,6	361,91	407,15
5	384,0	75,4	10	40	22	44	43,6	174,4	405,89	481,29
10	593,6	116,55	10	40	22	44	56,4	225,6	486,32	602,87
20	747,2	146,71	10	40	22	44	77	308	615,75	762,46
30	900,8	176,87	10	40	22	44	77	308	615,75	792,62
40	1054,4	207,03	10	40	22	44	77	308	615,75	822,78

Rappel important. La loi de Franck et Zhao n'est applicable que jusqu'à $0,7 Q_c$ soit ici 377,3 kN.

Représentation graphique :



5 Exercice n°5 : Calcul d'un pieu en flexion composée – libre en tête – soumis à un effort H_0 dans un sol homogène.

5.1 Enoncé

5.1.1 Caractéristiques du pieu

- Type : pieux à la tarière creuse type II
- Diamètre : 0,52 m
- Profondeur : 15 m

5.1.2 Caractéristiques du béton et des actions

- Résistance conventionnelle du béton f_c^* : 25 MPa
- Effort horizontal en tête de pieu T_0 : 50 kN

5.1.3 Géométries et propriétés des sols

- Cote du terrain originel : + 100,0

Désignation	Cote de base	Pression de fluage P_f (MPa)	Pression limite p_l (MPa)	Module pressiométrique E_M (MPa)	Coefficient rhéologique α
Argile 01	+ 80,0	0,2	0,4	4	0,67

On ne prendra pas en compte le phénomène de réduction de la réaction frontale en tête du sol.

5.1.4 Equations pour un pieu libre en tête soumis à un effort horizontal H_0 (T_0).

$$y(z) = \frac{2.H_0}{K_f.l_0}.A^* \quad M(z) = H_0.l_0.C^* \quad T(z) = H_0.D^* \quad p(z) = k_f.y(z)$$

Les valeurs de $y(z)$, $M(z)$ et $T(z)$ sont proportionnelle au paramètre A^* , B^* , C^* , D^* exprimés ci-après :

$$A^* = e^{(-z/l_0)}. \cos \frac{z}{l_0} \quad B^* = e^{(-z/l_0)}. (\cos \frac{z}{l_0} + \sin \frac{z}{l_0})$$

$$C^* = e^{(-z/l_0)}. \sin \frac{z}{l_0} \quad D^* = e^{(-z/l_0)}. (\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0})$$

Les valeurs des sinus et cosinus seront calculées avec des radians.

Pour des sollicitations :

- Cas 1 : de courte durée d'application – hors sollicitation accidentelle très brève
- Cas 2 : de longue durée d'application

- 1) Tracer les diagrammes de réaction latérale du sol.

- 2) Calculer tous les mètres, entre 0 et 11 m de profondeur les valeurs de :
 - déplacement $y(z)$ en vérifiant que le déplacement ne dépasse pas la valeur du seuil de déformation plastique,
 - moment fléchissant $M(z)$
 - effort tranchant $T(z)$
 - pression de réaction du sol $p(z)$

- 3) Calculer la valeur du moment maximal M_{\max} , sa profondeur et la longueur de transfert l_0 .

- 4) Tracer les courbes correspondantes pour les sollicitations à courte durée d'application.

5.2 Réponses

Paramètre	Sollicitations de courte durée (f_c)		Sollicitations de longue durée (f_l)		Unité
	Formule	Valeur	Formule	Valeur	
Diamètre du pieu B	-	0,52	-	0,52	m
Module linéique de mobilisation du sol K_{fc}	Pour $B < B_0 = 0,6 \text{ m}$: $K_{fc} = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3} \cdot (2,65)^\alpha + \alpha}$	14,85	$K_{fl} = \frac{K_{fc}}{2}$	7,43	MPa
Module surfacique de mobilisation du sol k_{fc}	$k_{fc} = \frac{K_{fc}}{B}$	28,56	$k_{fl} = \frac{K_{fl}}{B}$	14,28	MPa/m
Pression de fluage p_f	-	0,2	-	0,2	MPa
Palier de mobilisation frontale – seuil de plasticité r_f	$R_f = B \cdot p_f$	0,104	$R_f = B \cdot p_f$	0,104	MPa.m
Déplacement limite δ_l	$\delta_{lc} = \frac{r_f}{K_{fc}}$	7,0	$\delta_{ll} = \frac{r_f}{K_{fl}}$	14,0	mm
Commentaire : au-delà on dépasse le domaine élastique.					
Inertie du pieu I_p	$I_p = \frac{\pi \cdot B^4}{64}$	3,58E-3	$I_p = \frac{\pi \cdot B^4}{64}$	3,58E-3	m ⁴
Module de déformation longitudinal instantané du béton E_{ij}	$E_{ij} = 11000 \cdot f_c^{1/3}$	32164	$E_{vj} = 3700 \cdot f_c^{1/3}$	10819	MPa
Longueur de transfert l_0	$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K_f}}$	2,36	$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K_f}}$	2,14	m
Déplacement maxi sous T_0	$y(z) = \frac{2 \cdot H_0}{K_{fc} \cdot l_0} \cdot A^*$ avec $A = 1$ en tête	2,85	$y(z) = \frac{2 \cdot H_0}{K_{fl} \cdot l_0} \cdot A^*$ avec $A = 1$ en tête	6,3	mm
Profondeur du moment maximum Max	Le moment maxi est atteint à la profondeur de : $\frac{z}{l_0} = \frac{\pi}{4}$ soit à $z = \frac{\pi}{4} \times l_0$	1,85	Le moment maxi est atteint à la profondeur de : $\frac{z}{l_0} = \frac{\pi}{4}$	1,68	m

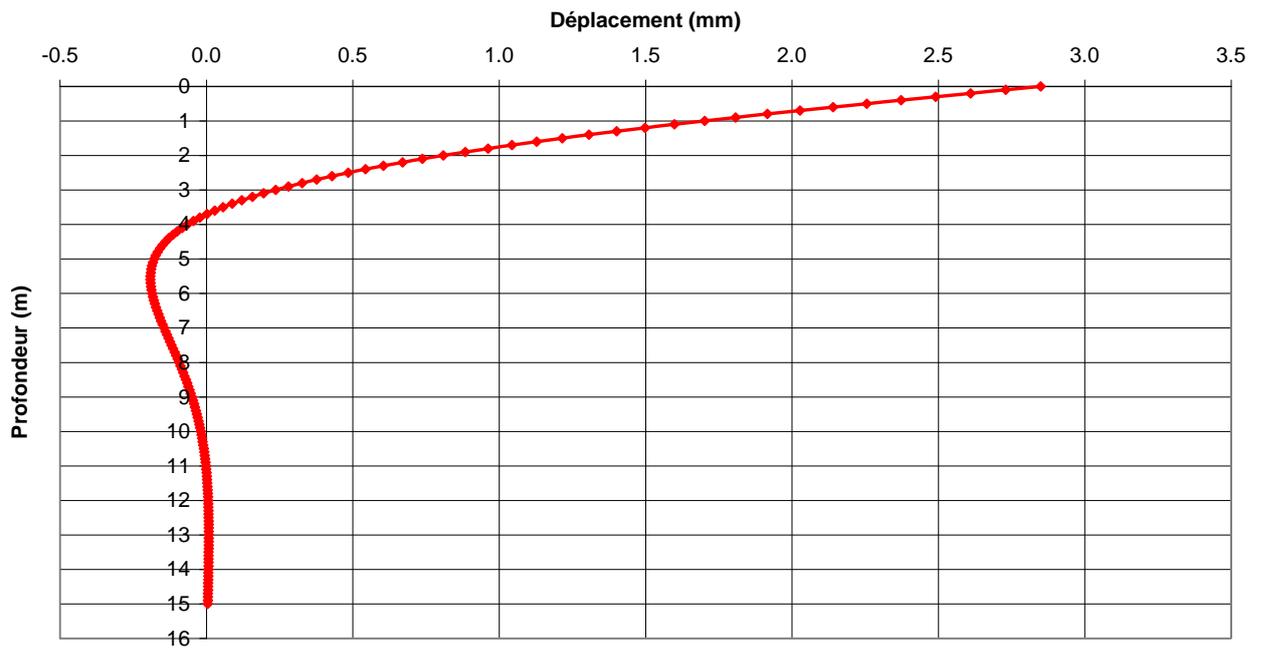
Moment maximum M_{max}	$M(z) = H_o.l_o.C^*$ Le moment maxi est atteint à $\frac{z}{l_o} = \frac{\pi}{4}$	38,06	$M(z) = H_o.l_o.C^*$ Le moment maxi est atteint à $\frac{z}{l_o} = \frac{\pi}{4}$	34,47	kN.m
--------------------------	--	-------	--	-------	------

Le moment maxi est atteint pour $\frac{z}{l_o} = \frac{\pi}{4}$ ce qui conduit à : $C^* = e^{\left(-\frac{\pi}{4}\right)} \cdot \sin \frac{\pi}{4} = 0,322$

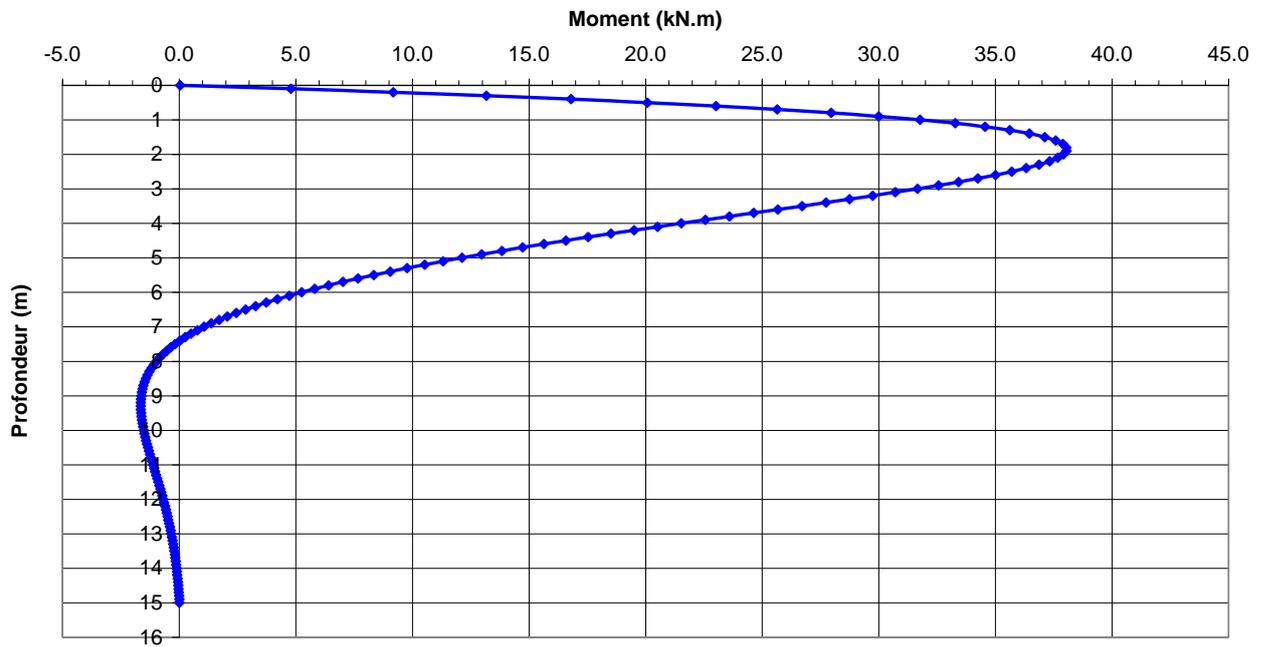
Les valeurs des sinus et cosinus seront calculées avec des radians.

Sollicitations de courte durée							
Z (m)	A*	y(z) (mm)	C*	M(z) (kN.m)	D*	T(z) (kN)	p(z) (kPa)
0,001	1	2,85	0,000	0,05	0,999	50,0	81,4
0,5	0,791	2,26	0,170	20,078	0,621	31,1	64,4
1,0	0,597	1,70	0,269	31,768	0,328	16,4	48,6
2,0	0,284	0,81	0,321	37,925	-0,037	-1,9	23,1
3,0	0,083	0,24	0,268	31,657	-0,185	-9,3	6,8
4,0	-0,023	-0,06	0,182	21,534	-0,205	-10,2	-1,8
5,0	-0,063	-0,18	0,103	12,136	-0,165	-8,3	-5,1
6,0	-0,065	-0,19	0,045	5,257	-0,110	-5,5	-5,4
7,0	-0,051	-0,14	0,009	1,073	-0,060	-3,0	-4,1
8,0	-0,033	-0,09	-0,008	-0,973	-0,025	-1,2	-2,7
9,0	-0,017	-0,05	-0,014	-1,621	-0,004	-0,2	-1,4
10,0	-0,007	-0,02	-0,013	-1,486	0,006	0,3	-0,5
11,0	-0,001	0,00	-0,009	-1,118	0,009	0,4	0

Pieu libre en tête soumis à effort T_0 de 50 kN - Courbe des déplacements
Module de réaction constant avec la profondeur - Sollicitation de courte durée



Pieu libre en tête soumis à effort T_0 de 50 kN - Courbe des moments
Module de réaction constant avec la profondeur - Sollicitation de courte durée



Pieu libre en tête soumis à effort T_0 de 50 kN - Courbe des efforts tranchants
Module de réaction constant avec la profondeur - Sollicitation de courte durée

