

## CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE

### **VI-1. Généralités :**

#### VI-1-1. Définition :

Les fondations réunissent les éléments de la structure en interaction avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Elles doivent assurer la stabilité et la pérennité de l'ensemble de l'ouvrage sous l'effet combiné des charges verticales et horizontales.

#### VI-2-1. Normes utilisées

En ce qui concerne les normes, la norme régissant les calculs géotechniques est l'EN 1997 avec les textes d'applications Françaises sur les fondations profondes NF P 94-262 du Juillet 2012. La justification de la fondation vis-à-vis des matériaux constitutifs sont faits avec l'Eurocode 2. Les états limites ultimes à considérer pour la justification des fondations relèvent des états limites de rupture ou de déformation excessive d'un élément de structure ou du terrain (STR et GEO) dans les situations de projets durables ou transitoires.

### **VI-2. Le sol de fondation :**

L'étude géotechnique a été réalisée à l'aide des travaux de reconnaissance basés sur les sondages au pénétromètre dynamique. Ces derniers permettent de définir l'homogénéité du site et de connaître la résistance globale des couches en profondeur, afin d'en déduire la portance des sols de fondations.

A l'issue des investigations effectuées par le Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment (LNTPB) sur le site, il est constaté que le site est quasi-homogène du point de vue stratigraphique. Le refus pénétrométrique a été atteint vers 15,00 m à 17,00 m avec une résistance dynamique de pointe de 35,03 à 42,11 MPa. D'une manière générale, nous avons les couches suivantes :

- De 0,00 à 0,80 m de profondeur, nous sommes en présence de couches de nature limono-argilo-sableuse faiblement résistante avec une résistance dynamique de pointe variable de 2,24 à 3,51 MPa, une pression limite de 0,07 à 0,53 MPa et un module pressiométrique de 0,40 à 7,30 MPa ;
- De 0,80 à 5,60 m de profondeur, nous sommes en présence d'une variation de couches tourbeuses à argile tourbeuse de résistance médiocre avec une résistance dynamique de pointe moyenne variable de 0,34 à 1,80 MPa, une pression limite de 0,04 à 0,53 MPa et un module pressiométrique de 0,26 à 7,30 MPa ;

- De 5,60 à 6,60 m de profondeur, nous sommes en présence de couches de nature argileuse faiblement résistantes ; avec une résistance dynamique de pointe moyenne variable de 2,14 à 3,73 MPa, une pression limite de 0,07 à 0,39 MPa et un module pressiométrique de 0,54 à 4,22 MPa ;
- De 6,60 à 8,00 m de profondeur, nous sommes en présence de couches de natures argilo-limoneuses micacées qui tendent à devenir de plus en plus compactes en profondeur, donnant un horizon moyennement résistantes, avec une résistance dynamique de pointe moyenne de 5,69 à 7,95 MPa, une pression limite de 0,07 à 0,48 MPa et un module pressiométrique de 0,54 à 3,31 MPa ;
- Au-delà de 8,00 m jusqu'au refus dynamique variable de 15,00 à 17,00 m de profondeur, nous sommes en présence d'une variation de couches d'argile limoneuse à argile sableuse. La résistance dynamique de pointe y est variable de 8,01 à 36,44 MPa, une pression limite de 0,10 à 2,82 MPa et un module pressiométrique de 0,56 à 42,23 MPa ;
- Le niveau de la nappe phréatique a été atteint vers 1,20 m de profondeur sur site.

Les repérages des points de sondages ainsi que le diagramme pressiométrique sont présentés dans les annexe VI-1.

### **VI-3.Choix du type de fondation :**

En prenant en compte des résultats des essais géotechniques qui ont révélé un sol de faible portance dans les couches superficielles, la LNTPB recommande d'opter pour une fondation profonde en pieux ou un radier général. Nous allons opter pour la fondation en pieux.

Il est à noter qu'un pieu est supposé être isolé la distance entre nus  $a$  de deux pieux vérifie la condition suivante :

$$a \geq 2B$$

Avec  $B$  : diamètre du pieu.

Afin de déterminer les dimensions du pieu, nous allons calculer la capacité portante du pieu avec une longueur de la fiche et un diamètre que nous allons varier, puis nous la comparerons avec la charge appliquée au pieu.

#### VI-4. Détermination de la portance d'un pieu à l'ELU :

Pour démontrer qu'une fondation profonde isolée supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de portance du terrain (*section 9-2 du NF P 94-262*), il faut que :

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

Avec :

$F_{c,d}$  : Valeur de calcul de la charge de compression axiale sur la fondation profonde ;

$R_{c,d}$  : Valeur de calcul de la portance de la fondation profonde :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} \\ \gamma_t = 1,1: \text{facteur combiné partiel (voir annexes)} \end{array} \right.$$

$R_{c,k}$  : Valeur caractéristique de la portance du pieu.

Le calcul sera fait en utilisant les données pressiométriques (annexe F du NF P 94-262). Nous prendrons le cas du pieu sous le poteau.

##### VI-4-1. Détermination de la résistance caractéristique de portance $R_{c,k}$ :

Deux modèles de calculs sont présentés dans les textes d'applications de l'EN 1997, à savoir :

- La procédure du « pieu modèle » (approche de calcul 1) : qui prend compte du nombre d'essais effectués sur le site grâce au facteur de corrélation  $\xi$  ;
- la procédure du « modèle de terrain » (approche de calcul 2) : consiste à déduire la valeur de portance  $R_{c,k}$  d'un pieu à partir d'un modèle géotechnique du site comprenant « les valeurs représentatives » des résistances de pointe et du frottement latérale.

Nous allons utiliser la procédure de calcul 1 :

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = \frac{R_b + R_s}{\xi \times \gamma_{R,d1}}$$

Avec :

$R_b$  : valeur de la résistance de pointe du pieu

$R_{b,k}$  : valeur caractéristique de la résistance de pointe du pieu ;

$R_{s,k}$  : valeur caractéristique de la résistance de frottement axiale du pieu ;

$\xi$  : facteur de corrélation dépendant de la surface d'investigation ;

$\gamma_{R,d1} = 1,15$ : Coefficient de modèle pour la méthode pressiométrique, cas des pieux forés boue (classe 1/catégorie 2, voir annexes VI-3).

*VI-4-1-1. Détermination de la valeur de la résistance de pointe du pieu  $R_{b,k}$ :*

Elle est obtenue par :

$$R_b = q_b \times A_b$$

$A_b = \frac{\pi B^2}{4}$  : Section du pieu ;

$q_b$  : Valeur de pression résistante limite à la pointe du pieu ;

La valeur de la pression résistante limite donnée par :

$$q_b = k_p p_{LME}^*$$

Où :

$k_p$  : Facteur de portance pressiométrique (voir annexes) ;

$p_{LME}^*$  : Pression limite nette équivalente calculée comme suit :

$$p_{LME}^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} p_i^*(z) dz$$

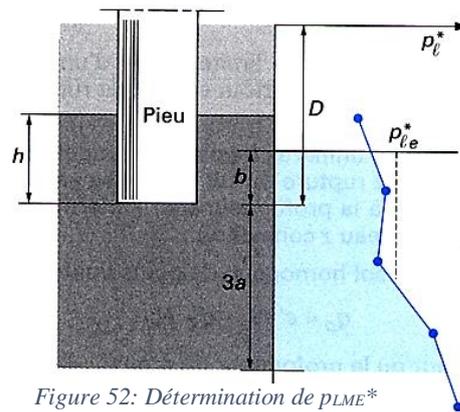
$$\begin{cases} a = \max\left(\frac{B}{2}; 0,5\right) & (m) \\ b = \min(a; h) & (m) \end{cases}$$

$p_i^*(z)$  : pression limite nette considérée comme représentative (dans dz) ;

$D$  : profondeur du pieu ;

$B$  : diamètre du pieu ;

$h$  : hauteur du pieu contenue dans la formation porteuse.

Figure 52: Détermination de  $p_{l,e}^*$ 

#### VI-4-1-2. Détermination de la valeur de la résistance de frottement axiale du pieu $R_s$

D'après la formule (F.5.1) de la NF P 94-262 :

$$R_s = \int_0^D q_s(z) dz$$

$q_s(z) = \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{\text{sol}}[p_l^*(z)]$  : valeur du frottement axial unitaire limite à la profondeur  $z$

$\alpha_{\text{pieu-sol}}$  : Paramètre adimensionnel dépendant du type de pieu et du type de sol (voir annexes) ;

$f_{\text{sol}}(p_l^*) = (ap_l^* + b)(1 - e^{-cp_l^*})$  : Fonction qui dépend du type de sol et des valeurs de  $p_l^*$  calculé selon les paramètres de l'annexe VI-4.

#### VI-4-1-3. Détermination du coefficient de corrélation $\xi$

Le coefficient de corrélation dépend du nombre d'investigations effectué sur la surface à bâtir :

$$\xi_i(N; S) = 1 + [\xi'_i(N) - 1] \sqrt{\frac{S}{S_{\text{ref}}}}$$

Avec :

$\xi'_i(N; S)$  : Facteur de corrélation issu du tableau de l'annexe VI-5;  $i$  varie de 3 à 4 pour les calculs à partir de résultats d'essais (ici pressiométrique) ;

$N$  : nombre d'essais effectués sur la surface  $S$  ;

$S = \max(L \times l ; L \times l_{\text{min}} ; 625) \text{ (m}^2\text{)}$  : surface à considérer où :

$$\left\{ \begin{array}{l} L: \text{longueur du bâtiment ;} \\ l: \text{largeur du bâtiment ;} \\ l_{\min} = \frac{L}{2} \end{array} \right.$$

$S_{ref}$  : surface de référence égale à 2500 m<sup>2</sup> ;

### AN:

Le nombre d'essais pressiométrique pour la Résidence IV est  $N = 1$  ;

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 39,80 \text{ m} \\ l = 18,24 \text{ m} \\ \xi'_3 = \xi'_4 = 1,40 \text{ (voir tableau annexes)} \\ N = 1 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S = \max(726 ; 792 ; 625) = 792 \text{ m}^2 \\ \xi_3 = \xi_4 = 1 + [1,40 - 1] \sqrt{\frac{792}{2500}} = 1,23 \end{array} \right.$$

### VI-4-2.Résultats de calcul :

Les différents paramètres de calculs sont :

- Pour le calcul de la résistance de pointe :

$k_p = 1,15$  : Pour pieux catégorie 2 et sol d'ancrage de type limon-argile-sols intermédiaires ;

$h = 1,5 \text{ m}$  : Longueur d'ancrage minimum dans la formation porteuse pour les pieux de diamètre supérieur à 0,50 m ;

$p_i^*(z)$  : calculés à partir des données de la courbe pressiométrique par interpolation linéaire:

- Pour le calcul de la valeur du frottement axial :

$\alpha_{pieu-sol} = 1,25$  : Pour un pieu foré boue et nature du sol limoneux ou argileux ;

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0,003 \\ b = 0,040 : \text{Pour un sol argileux ou limoneux ;} \\ c = 3,50 \end{array} \right.$$

- Pour le calcul de la résistance caractéristique :  $\gamma_{R,d1} = 1,15$  ;  $\xi = 1,23$  ;
- Pour le calcul de la résistance de calcul du pieu :  $\gamma_t = 1,10$  (à l'état limite ultime de rupture ou de déformation excessive du terrain (ELU GEO)).

Les détails de calculs sont en annexes, mais le récapitulatif selon la longueur de la fiche et le diamètre est le suivant :

Tableau 95: Valeurs de la résistance de pointe de calcul du pieu en fonction de D et B

fiche totale D (m)	Diamètre B (m)	$R_b$ (MN)	$R_s$ (MN)	$R_{b,k}$ (MN)	$R_{s,k}$ (MN)	$R_{c,k}$ (MN)	$R_{c,d}$ (MN)
15,00	0,80	0,454	1,242	0,359	0,982	1,203	1,094
	1,00	0,709	1,553	0,560	1,227	1,605	1,459
	1,20	1,039	1,863	0,822	1,473	2,060	1,873
15,50	0,80	0,459	1,242	0,363	0,982	1,208	1,098
	1,00	0,718	1,553	0,567	1,227	1,611	1,465
	1,20	1,070	1,863	0,846	1,473	2,082	1,893
16,00	0,80	0,494	1,242	0,390	0,982	1,232	1,120
	1,00	0,771	1,553	0,610	1,227	1,649	1,499
	1,20	0,969	1,863	0,766	1,473	2,010	1,827
16,50	0,80	0,529	1,242	0,418	0,982	1,257	1,143
	1,00	0,826	1,553	0,653	1,227	1,688	1,535
	1,20	1,192	1,863	0,942	1,473	2,168	1,971
17,00	0,80	0,567	1,242	0,448	0,982	1,284	1,167
	1,00	0,886	1,553	0,700	1,227	1,731	1,573
	1,20	1,267	1,863	1,002	1,473	2,222	2,020
17,50	0,80	0,578	1,242	0,457	0,982	1,292	1,174
	1,00	0,903	1,553	0,714	1,227	1,743	1,584
	1,20	1,294	1,863	1,023	1,473	2,241	2,037
18,00	0,80	0,575	1,242	0,454	0,982	1,289	1,172
	1,00	0,898	1,553	0,710	1,227	1,739	1,581
	1,20	1,556	1,863	1,230	1,473	2,427	2,206

Le pieu est supposé travailler en compression simple du fait de l'existence des longrines, qui sont supposés absorber les éventuels moments fléchissant. Nous allons considérer le pieu sous le poteau avec les charges suivantes :

$$\begin{cases} N_q = 195,70 \text{ kN} \\ N_g = 984,80 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELU : } N_{Ed} = 1,35 \times 195,70 + 1,5 \times 984,80 = 1741 \text{ kN} = 1,71 \text{ MN}$$

Nous pouvons alors opter pour un pieu de diamètre 1,20 m.

#### VI-5. Vérification à l'ELS :

Vis-à-vis de l'état limite de service, pour le cas des projets courants, il faut procéder soit à un calcul en limitant la charge transmise aux fondations profondes à une certaine proportion de la charge de fluage, soit à un calcul de justification des déplacements (tassements).

VI-5-1. Charge de fluage de compression caractéristique  $R_{c,cr,k}$  :

Le fluage est une déformation lente qui se produit dans un matériau sous l'effet des charges qui lui sont appliquées. La charge de fluage peut être évaluée comme suit pour les éléments mis en œuvre sans refoulement du sol dans le cas d'une compression :

$$R_{c,cr,k} = 0,5R_{b,k} + 0,7R_{s,k} = 0,5 \frac{R_b}{\xi \times \gamma_{Rd1}} + 0,7 \frac{R_s}{\xi \times \gamma_{Rd1}}$$

Tableau 96: Charge de fluage caractéristique

fiche D (m)	diamètre B (m)	$R_{c,cr,k}$ (MN)
15,00	1,20	1,184
15,50	1,20	1,194
16,00	1,20	1,161
16,50	1,20	1,234
17,00	1,20	1,258
17,50	1,20	1,267
18,00	1,20	1,352

VI-5-2. Charge de fluage de compression de calcul  $R_{c,cr,d}$  :

$$R_{c,cr,d} = \frac{R_{c,cr,k}}{\gamma_{cr}}$$

$\gamma_{cr} = 1,10$  : facteur partiel sur la charge de fluage de compression à l'ELS quasi-permanente.

VI-5-3. Vérification proprement dite à l'ELS :

Il faut que la charge à l'ELS reste inférieure :

$$N_{ser,quas} \leq R_{c,cr,d}$$

AN:

A l'ELS :  $N_{ser,quas} = 984,80 + 195,7 \times 0,3 = 1043 \text{ kN} = 1,043 \text{ MN}$

Tableau 97: Vérification du pieu à l'ELS

fiche D (m)	diamètre B (m)	$R_{c,cr,k}$ (MN)	$R_{c,cr,d}$ (MN)	$N_{ser,quas}$ (MN)
15,00	1,20	1,184	1,077	1,043
15,50	1,20	1,194	1,086	1,043
16,00	1,20	1,161	1,056	1,043

fiche D (m)	diamètre B (m)	$R_{c,cr,k}$ (MN)	$R_{c,cr,d}$ (MN)	$N_{ser,quas}$ (MN)
16,50	1,20	1,234	1,122	1,043
17,00	1,20	1,258	1,144	1,043
17,50	1,20	1,267	1,152	1,043
18,00	1,20	1,352	1,229	1,043

D'où une fiche  $D = 15,00 m$  et un diamètre  $B = 1,20 m$  est suffisant.

## VI-6. Calcul de la semelle de liaison :

### VI-6-1. Predimensionnement de la semelle de liaison :

La semelle de liaison doit avoir un débord d'au moins 15 cm à partir du nu du pieu, donc la

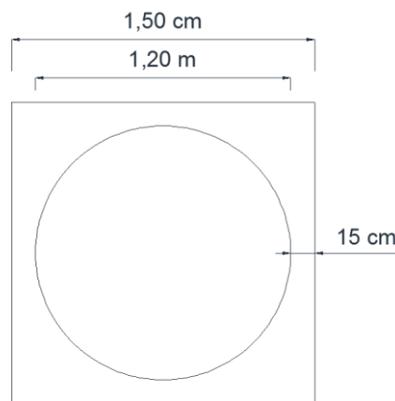


Figure 53: Dimensions en plan du pieu et du massif

largeur  $B_m$  est comme suit :

Afin d'avoir une semelle rigide, la hauteur  $h$  de la semelle doit vérifier la condition suivante :

$$h \geq \max\left(0,75B ; \frac{d - a}{4} + c_{nom}\right)$$

$$d = \sqrt{\frac{\pi B^2}{4}} = 1,06 m : \text{côté équivalent du pieu si il était carré ;}$$

$c_{nom} = 7 cm$  : enrobage minimal des éléments enterrés de la fondation selon les prescriptions de la NF P 94-262 ;

$B = 1,20 m$  : diamètre du pieu ;

$a = 0,30 m$  : longueur du petit côté du poteau.

**AN :**

$$h \geq \max\left(0,75 \times 1,20 ; \frac{1,24-0,30}{4} + 0,07\right) = 0,90 \text{ m}$$

$$\text{D'où les dimensions de la semelle sont : } \begin{cases} h = 0,90 \text{ m} \\ B_m = 1,50 \text{ m} \end{cases}$$

### VI-6-2. Présentation de la méthode Bielle-Tirant (BT) :

Les semelles sur pieu rigides peuvent être calculées en appliquant la méthode des bielles tirants.

Les modèles bielles-tirants sont constitués de 3 éléments :

- Bielles : soumises à des contraintes données de compression ;
- Tirants : représentant les armatures ;
- Nœuds : éléments assurant la connexion.

Les justifications sont menées à l'ELU. Le massif est considéré comme rigide si ses dimensions vérifient :

$$\frac{h}{2} \leq \frac{B_m - a}{2} \leq 2h$$

### AN :

$$\begin{cases} \frac{1,50-0,30}{2} = 0,60 \text{ m} \\ \frac{h}{2} = \frac{0,90}{2} = 0,45 \text{ m} \\ 2h = 1,80 \text{ m} \end{cases} \text{ donc le massif est considéré comme rigide.}$$

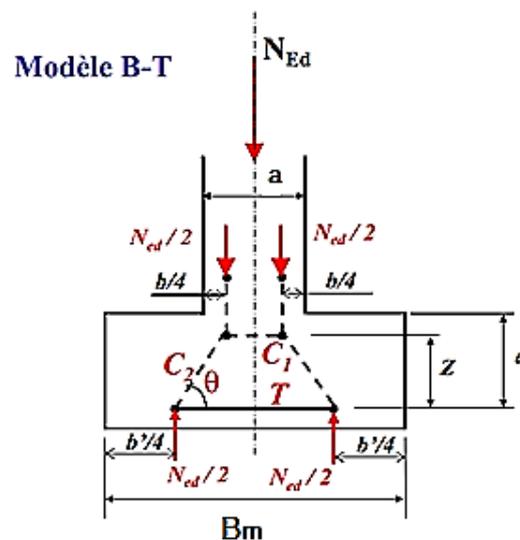


Figure 54: Modèle BT selon EC2

### VI-6-3. Justification du nœud sous la charge $N_{Ed}$ :

La compression dans le nœud ne doit pas excéder une valeur limite  $\sigma_{Rd,max}$  :

$$\sigma_c = \frac{C_1}{Y_0 \times 1m} \leq \sigma_{Rd,max}$$

Avec :

$$\sigma_{Rd,max} = \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd}$$

$$Y_0 = \frac{d-Z}{2} = \text{où } Z = 0,95d ; d \approx h - c_{nom}$$

$$Y_0 = \frac{d(1-0,95)}{2} = 0,025d$$

A l'équilibre du nœud :

$$\sin\theta = \frac{N_{Ed}/2}{C_2} \text{ et } \cos\theta = \frac{C_1}{C_2}$$

D'un point de vue géométrique :

$$\tan\theta = \frac{Z}{(B_m - a)/4}$$

$$\text{Donc : } \tan\theta = \frac{\sin\theta}{\cos\theta} = \frac{N_{Ed}/2}{C_1} = \frac{Z}{(B_m - a)/4} \text{ d'où :}$$

$$C_1 = \frac{N_{Ed}(B_m - a)}{8Z}$$

**AN :**

$$\begin{cases} B_m = 1,50 \text{ m} \\ N_{Ed} = 1,71 \text{ MN} \\ a = 0,30 \text{ m} \\ h = 0,90 \text{ m} \end{cases} \rightarrow C_1 = \frac{1,71(1,50-0,30)}{8 \times 0,95(0,90-0,07)} = 0,33 \text{ MN}$$

$$Y_0 = 0,025 \times (0,90 - 0,07) = 0,021 \text{ m} \rightarrow \sigma_c = \frac{0,33}{0,021 \times 1} = 15,71 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} f_{cd} = 16,7 \text{ MPa} \\ f_{ck} = 25 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{Rd,max} = \left( 1 - \frac{25}{250} \right) \times 16,7 = 15,03 \text{ MPa} > 15,71 \text{ MPa}$$

Nous allons adopter une hauteur de 1,00 m :

$\sigma_c = 12,48 \text{ MPa} < 15,71 \text{ MPa}$  donc la compression dans les bielles est admissible.

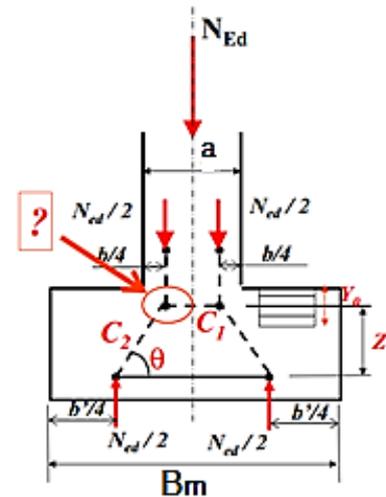


Figure 55: Vérification de la contrainte dans les bielles du massif