

Choix du type de pieux

Dans les études géotechniques, précédemment effectués, nous avons conclu que du fait de ne pas trouver, à faible profondeur, une couche de sol suffisamment résistante pour fonder superficiellement un appui, on fait recours à une fondation profonde sur pieux.

Compte tenu des énormes progrès de la technologie et des essais géotechniques qu'on a réalisés, notre choix s'oriente vers les pieux forés boues.

V. 2. Dimensions des pieux

Pour les pieux forés, du fait que la qualité du béton périphérique est inférieure à celle de la zone centrale, le diamètre minimal est de 0,8 m, on admet un diamètre maximal de 2,5m. Notre choix de **1,20m**, dans l'étude géotechnique, entre bien dans cette fourchette.

La qualité géotechnique du sol nous a conduit à une fiche de 18m de longueur.

Entraxe et nombre des pieux

La conception et le dimensionnement d'un appui de pont doivent s'appuyer sur une analyse correcte de cheminement des efforts, analyse que l'on effectue généralement à partir de modèle de bielles et de tirants. La transmission des efforts aux têtes des pieux se font par des bielles que l'on cherche à ne pas trop incliner sur l'horizontale. Un espacement trop grand des pieux entrainera alors une forte incidence sur le volume de la semelle de répartition, en revanche, un espacement trop faible présente un inconvénient majeur à l'exécution. C'est pourquoi, il est recommandé un entraxe de trois diamètres. Ainsi, on a un entraxe :

$$3\phi = 3,60m$$

Nombre de pieux et nombre de files de pieux

Pour les pieux forés, il convient d'éviter un nombre impair de files, on prévoit donc **2 files**, qui correspond au cas général.

La distance entraxe maximale des pieux est de 3,6m, pour respecter cette condition, il convient donc de disposer trois ligne de pieux sur la longueur de 9,90m de la semelle.

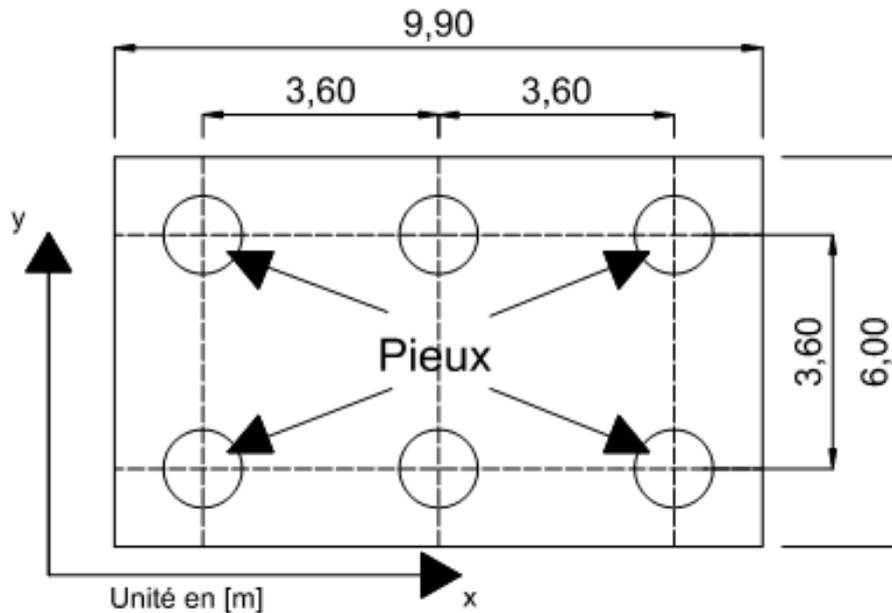


Figure 110 : Disposition constructive des pieux

V. 5. Calcul et vérification des pieux

Pour les calculs et vérifications des pieux, nous nous baserons sur la fascicule 62 Titre V du CCTG.

V. 5. 1. Sollicitations en tête de pieux

Comme on a deux files de n pieux ($n = 3$), et en adoptant l'hypothèse d'une semelle rigide, les sollicitations en tête de pieux sont calculées de la manière suivante :

Soient M , N et H , respectivement, le moment, l'effort vertical et l'effort horizontal arrivés à la tête de la semelle de liaison, obtenus par les calculs de sollicitations et les descentes de charge.

Les sollicitations à la base de la semelle sont M_0 , N_0 et H_0 , tels que :

$$M_0 = M + H.h_m$$

$$N_0 = N + P_{\text{massif}}$$

$$H_0 = H$$

Avec, h_m : hauteur de la semelle ;

P_{massif} : Poids de la semelle.

Par la suite, nous obtiendrons les sollicitations (Moment M_i , effort vertical N_i et effort horizontal H_i) en tête des pieux par les expressions suivantes :

$$M_2 = M_1 = 0$$

$$N_2 = \frac{N_0}{2.n} + \frac{M_0}{e.n}$$

$$N_1 = \frac{N_0}{2.n} - \frac{M_0}{e.n}$$

$$H_2 = H_1 = \frac{H_0}{2}$$

n = 3 est le nombre de pieux par file ;

On considère le pieu le plus sollicité dans les vérifications.

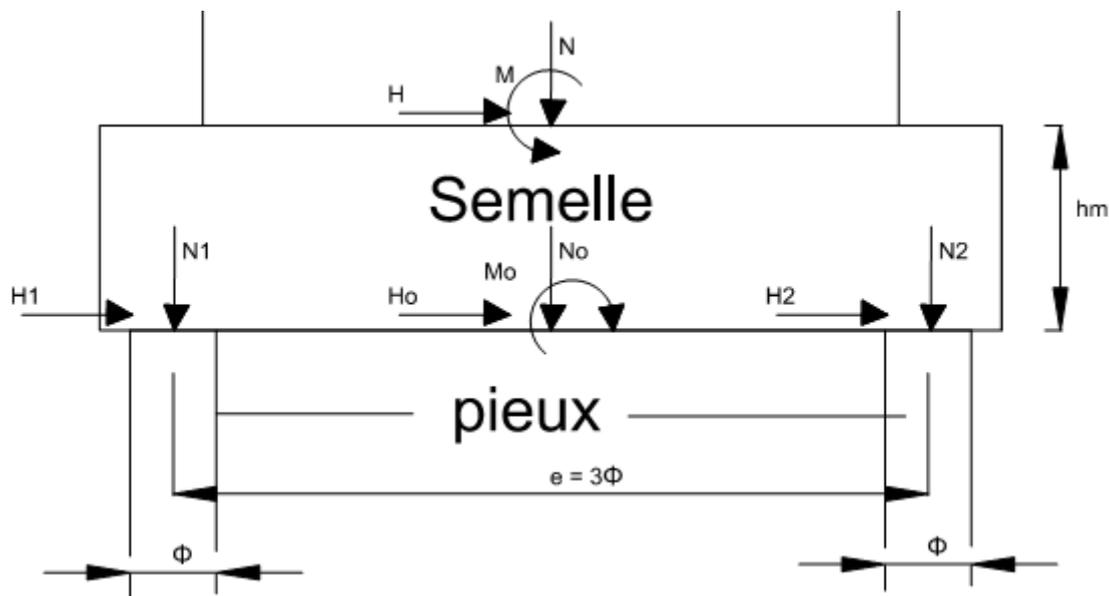


Figure 111 : Définition géométrique de la fondation sur pieux

Nous avons deux types de pieu : pieu constituant la fondation des culées et pieu sous les ancrages des arcs. Par application des précédentes formules, nous avons les sollicitations en tête des deux pieux précités, dans le tableau qui suit.

L'effort horizontal H du pieu sous culée est la somme des poussées du tableau 97 :

$$H = q_h + q_t + q_{rr} + q_2 + q_{fk}$$

Pour les pieux sous ancrage de l'arc, les sollicitations en tête de la semelle sont:

Tableau 96 : Sollicitation en tête des pieux

Elément		Pieu sous culée		Pieu sous ancrage	
		ELS	ELU	ELS	ELU
Sollicitations en tête de massif	M [kNm]	-	-	7 218,55	9 745,04
	N [kN]	1 038,23	1 401,62	1 266,00	1 709,10
	H [kN]	222,93	300,96	11 182,00	15 095,70
Poids de la semelle		2 138,40	2 886,84	2 138,40	2 886,84

Elément		Pieu sous culée		Pieu sous ancrage	
Etat limite		ELS	ELU	ELS	ELU
Sollicitations à la base du massif	M ₀ [kNm]	321,02	433,38	23 320,63	31 482,85
	N ₀ [kN]	3 176,63	4 288,46	3 404,40	4 595,94
	H ₀ [kN]	222,93	300,96	11 182,00	15 095,70
Sollicitations en tête de pieu	M ₂ [kNm]	-	-	-	-
	N ₂ [kN]	559,16	754,87	2 726,72	3 681,07
	H ₂ [kN]	37,16	50,16	1 863,67	2 515,95

V. 5. 2. Vérification par rapport aux propriétés des matériaux

La résistance des sections de pieux est vérifiée à l'état limite ultime. Pour le béton, les calculs sont conduits avec une résistance à la compression conventionnelle f_c donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{\text{Inf}(f_{ck}, f_{cj}, f_{cmax})}{k_1 \cdot k_2}$$

Dans laquelle,

$f_{cj} = 25$ MPa : résistance caractéristique à la compression à j jours ;

$f_{ck} = 25$ MPa : résistance caractéristique à la compression à 28 jours ;

Pour les pieux forés $k_1 = 1,20$ et $f_{c,max} = 25$ MPa ;

k_2 prend les valeurs suivantes :

1,05 si $\phi/L < 1/20$;

$(1,3 - \phi/2)$ si $\phi < 0,6$ [m] ;

1 dans les autres cas.

L est la longueur du pieu et d la plus petite dimension du pieu ;

Comme $\phi/L = 1,20/17 = 0,071 > 0,05$ et $\phi > 0,6$, on a $k_2 = 1,00$.

Ainsi,

$$f_c = 20,83 \text{ MPa}$$

V. 5. 2.1. Etat limite de service sous sollicitations normales :

A partir de cette valeur de résistance conventionnelle, nous avons la contrainte limite de compression $\bar{\sigma}_b = 0,3 \cdot f_c$ par rapport à laquelle la contrainte de calcul de service σ ne devra pas dépasser.

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,3 \cdot f_c = 6,25 \text{ MPa}$$

Avec, $A = \pi \cdot \phi^2/4$: section transversale des pieux, pour les 2 types de pieux, $A = 1,13\text{m}^2$

Pour pieux sous culée : $N_{\text{ser}} = 529,44 \text{ kN}$

Donc, $\sigma = 0,49 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 6,25 \text{ MPa}$

Pour pieux sous ancrage : $N_{\text{ser}} = 2\,115,17 \text{ kN}$

Donc, $\sigma = 2,41 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 6,25 \text{ MPa}$

Les pieux résistent aux contraintes de compression appliqués.

V. 5. 2.2. Etat limite ultime de stabilité de forme :

La justification d'un pieu vis-à-vis de l'Etat limite ultime de stabilité de forme n'est envisageable que dans le cas où la fondation présente une grande hauteur libre. Ce qui n'est pas notre cas.

V. 5. 3. Justification du pieux vis-à-vis du sol

V. 5. 3.1. Portance des pieux

La portance d'un pieu est fonction de sa pointe et de son frottement latéral, deux efforts limites se définissent par rapport à sa portance :

- L'effort limite mobilisable sous la pointe
- L'effort limite mobilisable par frottement latéral

- L'effort limite mobilisable sous la pointe est :

$$Q_{pu} = A \cdot q_u$$

Avec, $A = \pi \cdot \phi^2/4$

$$q_u = k_p \cdot p_{le}^*$$

$k_p = 1,2$: facteur de pointe

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

$$a = \begin{cases} 0,5\text{m} & \text{si } B < 1\text{m} \\ 0,5 \cdot B & \text{si } B > 1\text{m} \end{cases}$$

$B = \phi = 1,20 \text{ m}$; donc $a = 0,6 \text{ m}$

$$b = \min(a ; h_z)$$

$h_z = 3 \cdot \phi = 3,6\text{m}$; donc $b = 0,6\text{m}$

$D = 18\text{m}$: longueur de la fiche

$$p_{le}^* = \frac{1}{0,6+3 \cdot 0,6} \int_{17-0,6}^{17+3 \cdot 0,6} p_l^*(z) dz = 2,45 \text{ MPa}$$

Ainsi,

$$Q_{pu} = 3,05 \text{ MN}$$

- L'effort limite mobilisable par frottement latéral est :

$$Q_{su} = P \cdot \int_0^h q_s(z) dz \text{ ou } Q_{su} = P \cdot \sum_0^h q_s(z)$$

Avec, $q_s(z)$: frottement unitaire limite déterminé à l'aide de l'abaque de l'annexe XII.B ;

$$\sum_0^h q_s(z) = 0,35 \text{ MPa/m ;}$$

$$P = \pi \cdot \phi = 3,77 \text{ m : périmètre du pieu.}$$

Ainsi,

$$Q_{su} = 1,321 \text{ MN}$$

V. 5. 3. 2. Vérification par rapport à la charge limite du pieu en compression

$$N_u \leq Q_u$$

La charge limite du pieu en compression étant : $Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 4,37 \text{ MN}$

N_u est l'effort normal de compression appliquée.

Pour les pieux sous culée, $N_u = 0,77 \text{ MN} \leq Q_u = 4,37 \text{ MN}$

Pour les pieux sous ancrage, $N_u = 3,681 \text{ MN} \leq Q_u = 4,37 \text{ MN}$

Les pieux résistent aux efforts de compression.

V. 5. 3.3. Vérification par rapport à la charge de fluage d'un pieu

Pour que la résistance au fluage soit assurée, l'effort de compression doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_c$$

$Q_c = 0,7 \cdot Q_{pu} + 0,7 \cdot Q_{su} = 3,06 \text{ MN}$: la charge de fluage limite du pieu.

Pour les pieux sous culée, $N_u = 0,77 \text{ MN} \leq Q_c = 3,06 \text{ MN}$

Pour les pieux sous ancrage, $N_u = 3,681 \text{ MN} > Q_c = 3,06 \text{ MN}$

La résistance au fluage des pieux sous culée est assurée. Tandis que celle du pieux sous ancrage ne l'est pas. Il convient donc de changer la section des pieux sous ancrage. Avec le nouveau diamètre $\phi_{p,a} = 1,5 \text{ m}$; on en déduit des nouvelles valeurs de résistance :

$$Q_{pu,a} = 3,99 \text{ MN} ; Q_{su,a} = 1,54 \text{ MN} \text{ et } Q_{c,a} = 3,657 \text{ MN}$$

V. 5. 3. 4. Vérification par rapport à l'état limite de mobilisation locale du sol

Etat limite ultime :

Pour les pieux sous culée,

$$Q_{\min} = -Q_{tu} / 1,4 = -0,944 \text{ MN}$$

$$Q_{\max} = Q_u / 1,4 = 3,123 \text{ MN}$$

$$N_u = 0,77 \text{ MN} \leq Q_{\max} = 3,123 \text{ MN}$$

Pour les pieux sous ancrage,

$$Q_{\min} = -Q_{tu} / 1,4 = -1,17 \text{ MN}$$

$$Q_{\max} = Q_u / 1,4 = 4,75 \text{ MN}$$

$$N_u = 3,681 \text{ MN} \leq Q_{\max} = 4,75 \text{ MN}$$

Etat limite de service :

Pour les pieux sous culée,

$$Q_{\min} = -Q_{tc} / 1,4 = -0,661 \text{ MN}$$

$$Q_{\max} = Q_c / 1,1 = 2,227 \text{ MN}$$

$$N_{\text{ser}} = 0,56 \text{ MN} \leq Q_{\max} = 2,227 \text{ MN}$$

Pour les pieux sous ancrage,

$$Q_{\min} = -Q_{tc} / 1,4 = -0,825 \text{ MN}$$

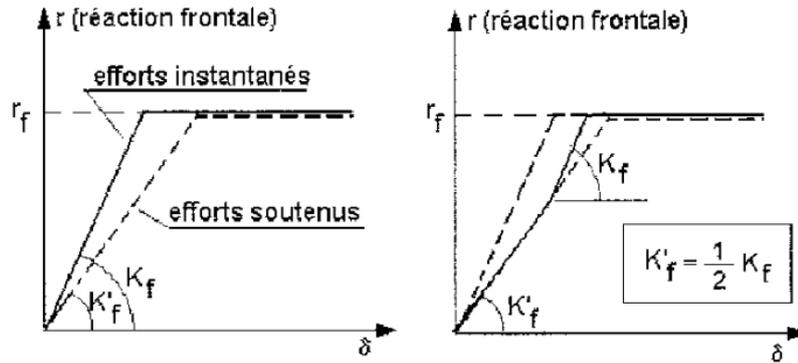
$$Q_{\max} = Q_c / 1,1 = 3,32 \text{ MN}$$

$$N_{\text{ser}} = 2,76 \text{ MN} \leq Q_{\max} = 3,32 \text{ MN}$$

La résistance des pieux par rapport au déplacement du sol est assurée.

V. 5. 4. Calcul des armatures des pieux

Dans la pratique, et pour les pieux à section circulaire, il convient d'adopter un modèle d'interaction sol-pieu assimilable à une loi élastoplastique parfaite caractérisée par une pente K à l'origine et un palier de réaction de limite à r_f , montrés par la figure qui suit. Sous sollicitations à caractère instantané, K prend une valeur K_f .



a) Lois d'interaction sol-pieu vis-à-vis des efforts instantanés et soutenus

b) Loi d'interaction sol-pieu combinant les effets d'efforts soutenus et instantanés

Figure 112: Modèle d'interaction sol-pieu

$$K_f = \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4 \cdot \phi_0}{3 \cdot \phi} \left(2,65 \cdot \frac{\phi}{\phi_0} \right)^\alpha + \alpha} \text{ pour } B \geq B_0$$

$$K_f = \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \left(2,65 \cdot \frac{\phi}{\phi_0} \right)^\alpha + \alpha} \text{ pour } B < B_0$$

Avec, E_M : Module pressiométrique (obtenu par l'essai pressiométrique) ;

ϕ_0 : diamètre de référence ($B_0 = 0,6[m]$) ;

α : coefficient caractérisant le sol ;

ϕ : diamètre du pieu.

Application numérique :

$$E_M = 1,93 \text{ [MPa]}$$

$$\phi_0 = 0,6 \text{ [m]}$$

$$\alpha = 0,333$$

$\phi = 1,2 \text{ [m]} > \phi_0 = 0,6 \text{ [m]}$: on applique la première formule.

$$\mathbf{K_f = 15,49 \text{ [MPa]}}$$

D'où, la longueur élastique du pieu :

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{k \cdot B}}$$

Avec, $B = 1,2 \text{ m}$: diamètre du pieu ;

$$k = K_f/B = 15,49 / 1,2 = 12,90 \text{ MPa/m ;}$$

$$I = \frac{\pi \cdot B^4}{64} = 0,1018 \text{ m}^4$$

$$E = \frac{E_t + E_v}{2} = \frac{11\,000 \cdot f_c^{1/3} + 3\,700 f_c^{1/3}}{2}$$

$f_c = 20,83 \text{ MPa}$: la résistance conventionnelle ;

$$E = 20\,223,23 \text{ MPa}$$

Ce qui donne,

$$l_0 = 4,80 \text{ m}$$

La longueur de nos deux types de pieux étant $18 \text{ m} > 3 \cdot l_0 = 14,40 \text{ m}$. Elles sont considérées comme étant une poutre élastique infiniment longue. Le calcul des sollicitations peut donc se faire selon le paragraphe suivant.

V. 5. 4.2. Sollicitation

Les sollicitations et la flèche maximale à la profondeur z , sont obtenues par les formules suivantes, pour une profondeur z , le moment M_z , l'effort tranchant T_z et la déformation y_z sont :

$$M_z = e^{\left(-\frac{z}{l_0}\right)} \cdot \left[T \cdot l_0 \cdot \sin\left(\frac{z}{l_0}\right) + M \cdot \left(\sin\left(\frac{z}{l_0}\right) + \cos\left(\frac{z}{l_0}\right) \right) \right]$$

$$T_z = e^{\left(-\frac{z}{l_0}\right)} \cdot \left[T \cdot \left(\cos\left(\frac{z}{l_0}\right) - \sin\left(\frac{z}{l_0}\right) \right) - 2 \cdot \left(\frac{M}{l_0} \right) \cdot \sin\left(\frac{z}{l_0}\right) \right]$$

$$y_z = e^{\left(-\frac{z}{l_0}\right)} \cdot \left(\frac{2 \cdot T}{l_0 \cdot K_f \cdot \cos\left(\frac{z}{l_0}\right)} + \frac{2 \cdot M}{l_0^2 \cdot K_f \cdot \left(\cos\left(\frac{z}{l_0}\right) - \sin\left(\frac{z}{l_0}\right) \right)} \right) \cdot \frac{1}{102 \cdot 1000}$$

Dans lesquelles,

$M = M_2$ et $T = H_2$ les valeurs à l'ELU, donnés dans le tableau 98

Et $l_0 = 4,37 \text{ m}$, la longueur élastique.

Ainsi, nous avons les diagrammes de sollicitations dans les figures suivantes :

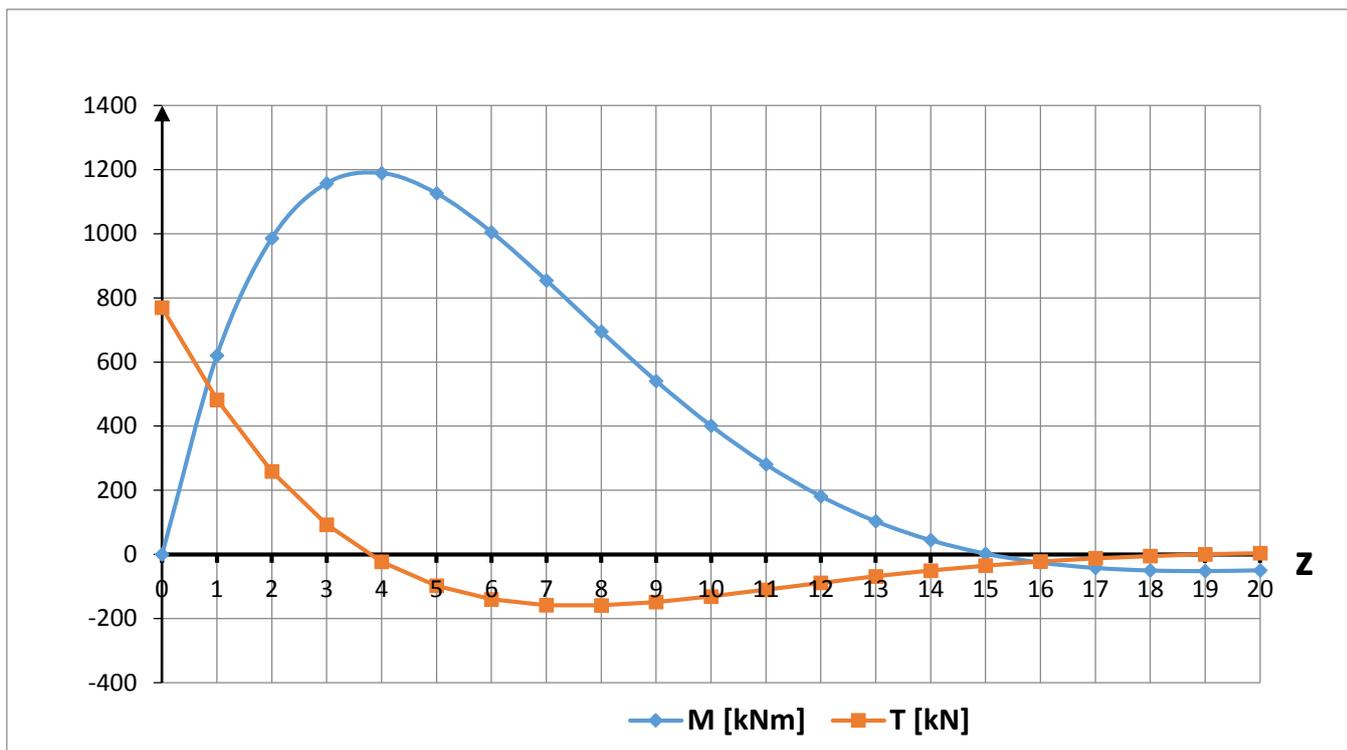


Figure 113: Diagramme du moment fléchissant M et de l'effort tranchant T pour pieu sous culée

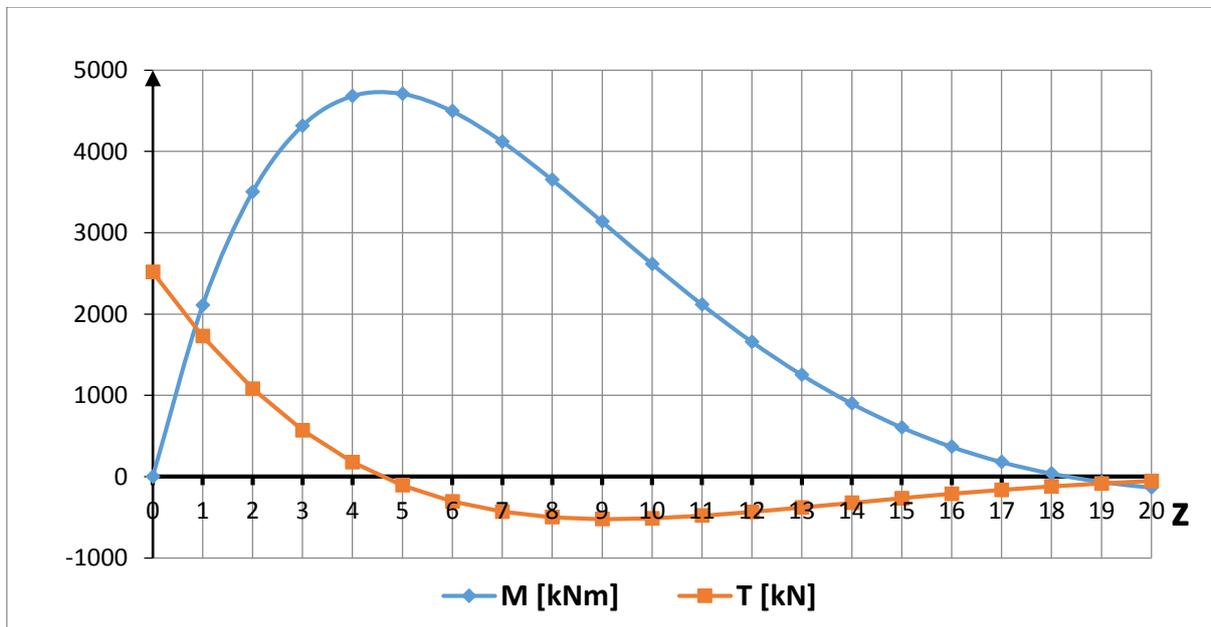


Figure 114 : Diagramme du moment fléchissant M et de l'effort tranchant T pour pieu sous ancrage

V. 5. 4.2. Détermination des armatures

Le calcul des armatures des pieux se fait en flexion composé.

On a les résultats suivants,

Tableau 97 : Armature des pieux

Pieu		Pieux sous culée	Pieux sous ancrage
Armature longitudinale	Section théorique [cm ²]	57	106,03
	Diamètre minimale [mm]	12	12
	Nombre minimal de barre	6	6
	Diamètre et nombre	12φ25	15φ30
	Section réelle[cm²]	58,90	106 ,03
	Espacement[cm]	15	11
Armature transversale	Diamètre minimale [mm]	6	6
	Diamètre de calcul [cm]	9,8	11,99
	Diamètre réel [cm]	10	12
	Espacement[cm]	35	35