



2 - Semelle avec une charge inclinée

Cet exemple traite de la justification d'une semelle de type filante soumise à un chargement incliné en l'absence de talus proche.

2.1 - Hypothèses

La semelle est de longueur 15 m et de largeur 3 m ($L \gg B$). Elle est posée sur un sol limoneux puis sableux en l'absence de nappe. En fin de réalisation de la semelle, on considère un remblaiement avec un sol sableux (Figure 21). La méthode retenue pour la détermination de la portance est la méthode pressiométrique.

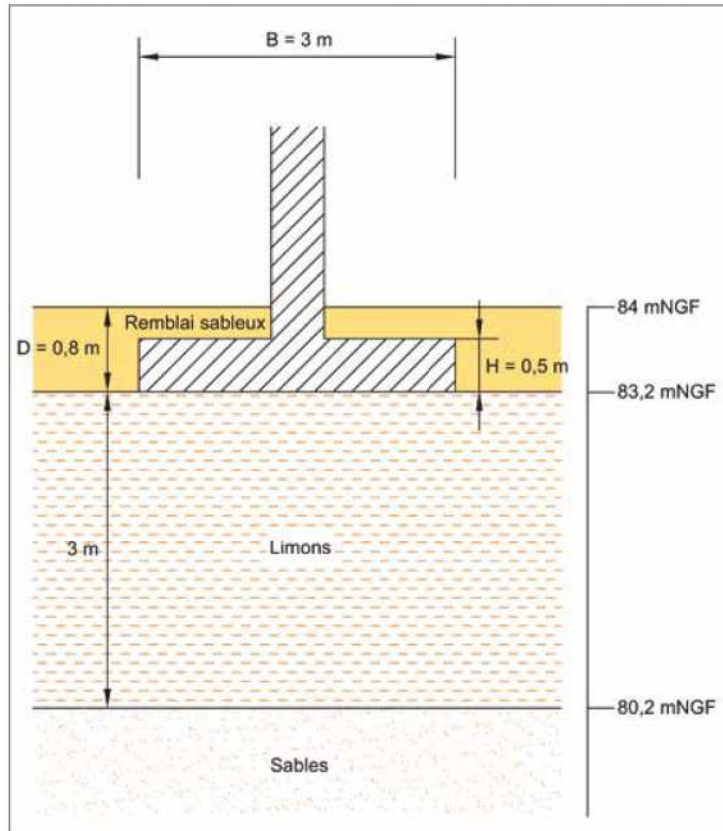


Figure 21 : Représentation de la coupe géologique au droit de la semelle

À la vue des proportions de la semelle considérée, il est possible de se placer dans le cas d'une semelle filante. Aucune nappe n'est prise en compte.

2.1.1 - Propriétés de sol considérées

Dans notre exemple, le modèle géotechnique a été déduit d'une analyse de 4 sondages pressiométriques atteignant 10 m de profondeur (Tableau 30).

	Épaisseur (m)	Module pressiométrique	Pression limite nette	Poids volumique	Angle de frottement	Cohésion
		E_m (MPa)	p_i^* (MPa)	γ (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kPa)
Remblais (Sables intermédiaires)	0,8	10	1	20	32	0
Limons	3	6	0,7	18	25	0
Sables	> 9	20	2	20	30	5

Tableau 30 : Propriétés des sols



2.1.2 - Efforts de calcul à la base de la semelle

Le Tableau 31 présente les valeurs des efforts de calcul à la base de la semelle pour les différentes situations de calcul.

	V_d (kN/ml)	H_d (kN/ml)
ELU – situation durable et transitoire	174	20,6
ELS – combinaison caractéristique	129	13,7
ELS – combinaison quasi-permanente	118	13,7

Tableau 31 : Chargements considérés à la base de la semelle

Notons que nous sommes dans un cas particulier où la charge est centrée (moment nul), et s'applique donc au centre de la base de la semelle.

Les vérifications à mener sont les suivantes :

- excentrement : ce critère n'est pas à vérifier car la charge est centrée ;
- capacité portante ;
- glissement ;
- tassements sous la fondation.

2.2 - Vérification de la capacité portante

2.2.1 - Calcul de l'épaisseur h_f

Nous sommes dans le cas d'une semelle filante et la charge est centrée. Par conséquent, on a $h_f = 1,5 \times B = 4,5$ m (Tableau 10 du chapitre 3 de ce guide).

2.2.2 - Calcul de la pression limite nette équivalente p_{le}^*

La pression limite nette équivalente se calcule de la manière suivante (de 0,8 à 5,3 m) :

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n p_{l,k,i}^*} \quad [\text{Formule D.2.2}]$$

Dans notre exemple, nous avons à notre disposition des valeurs de pression limite calculées par couche. On calcule alors la pression limite nette équivalente avec la formule suivante (dans laquelle l'exposant représente le poids des contributions de chaque couche) :

$$p_{le}^* = \sqrt[4,5]{(p_{l,Limons}^*)^3 \times (p_{l,Sables}^*)^{1,5}} = \sqrt[4,5]{(0,70)^3 \times (2,0)^{1,5}}$$

On obtient finalement :

$$p_{le}^* = 0,99 \text{ MPa}$$

2.2.3 - Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

La hauteur d'encastrement équivalente se calcule suivant la formule :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz \quad [\text{Formule C.2.1}]$$

Dans le cas de la semelle étudiée ici :

- d est pris égal à zéro ;
- $D = 0,8$ m ;
- de d à D , le sol est constitué d'un remblai sableux de $p_l^* = 1$ MPa.

On obtient donc :

$$D_e = \frac{1}{0,99} \times (0,80 \times 1) \quad \text{donc } D_e = 0,81 \text{ m}$$



2.2.4 - Calcul du facteur de portance k_p

Nous rappelons que nous sommes dans le cas d'une semelle filante. Nous allons calculer le facteur de portance k_p de la couche située juste sous la semelle à l'aide des éléments du Tableau 32. On a donc :

$$k_{p,B/L} = k_{p,B/L=0}$$

	Épaisseur (m)	Cas d'une semelle filante					
		Courbe	k_{p0}	a	b	c	k_{pmax}
Limons	3	Q1	0,8	0,2	0,02	1,3	1,022

Tableau 32 : Éléments pour la détermination du facteur de portance k_p à partir du Tableau 11 [Tableau D.2.3]

Pour obtenir le facteur de portance sous la fondation, nous effectuons le calcul suivant :

$$k_{p,B/L} = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}} \right) \quad [\text{Formule D.2.3.1}]$$

$$\text{d'où } k_{p,B/L} = 0,8 + \left(0,2 + 0,02 \times \frac{0,81}{3} \right) \cdot \left(1 - e^{-1,3 \times \frac{0,81}{3}} \right) \text{ donc } k_{p,B/L} = 0,86$$

On vérifie aisément que $k_{p,B/L=0}$ reste inférieur à k_{pmax} . De plus, on a bien $D_e / B = 0,81 / 3 = 0,27 < 2$ donc par construction $k_p < k_{pmax}$.

2.2.5 - Calcul du coefficient i_δ

Comme nous ne considérons pas de talus et que la charge n'est pas excentrée ($i_p = 1$ et $i_e = 1$), nous sommes dans le cas où seul le coefficient i_δ intervient.

Nous sommes dans le cas d'un sol frottant ($c' = 0$ kPa sur 3 m sous la fondation). L'angle d'inclinaison de la charge δ_d ainsi que le coefficient de réduction i_δ sont calculés ainsi :

$$\delta_d = \arctan\left(\frac{H_d}{V_d}\right) \quad [D.2.4 (1)]$$

$$i_{\delta,t} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi} \right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi} \left(2 - 3 \frac{2\delta_d}{\pi} \right) e^{-\frac{D_e}{B}} \quad [\text{Formule D.2.4.2}]$$

Rappelons que δ_d est calculé en radians.

Il est aussi possible d'utiliser l'abaque 10 de l'Annexe B ($D_e = 1$ m et $\varphi' = 25^\circ$) pour estimer le coefficient i_δ (cf. Figure 22).

Pour chaque combinaison d'actions on obtient les résultats présentés dans le Tableau 33.

	V_d (kN/ml)	H_d (kN/ml)	δ_d (rad)	$i_{\delta,r}$	δ_d (°)	$i_{\delta,r}$ estimé
ELU - situation durable et transitoire	174	20,6	0,12	0,75	7	0,76
ELS - combinaison caractéristique	129	13,7	0,11	0,77	6	0,77
ELS - combinaison quasi-permanente	118	13,7	0,12	0,75	7	0,76

Tableau 33 : Évaluation du coefficient lié à l'inclinaison de la charge i_δ pour les différentes combinaisons d'actions

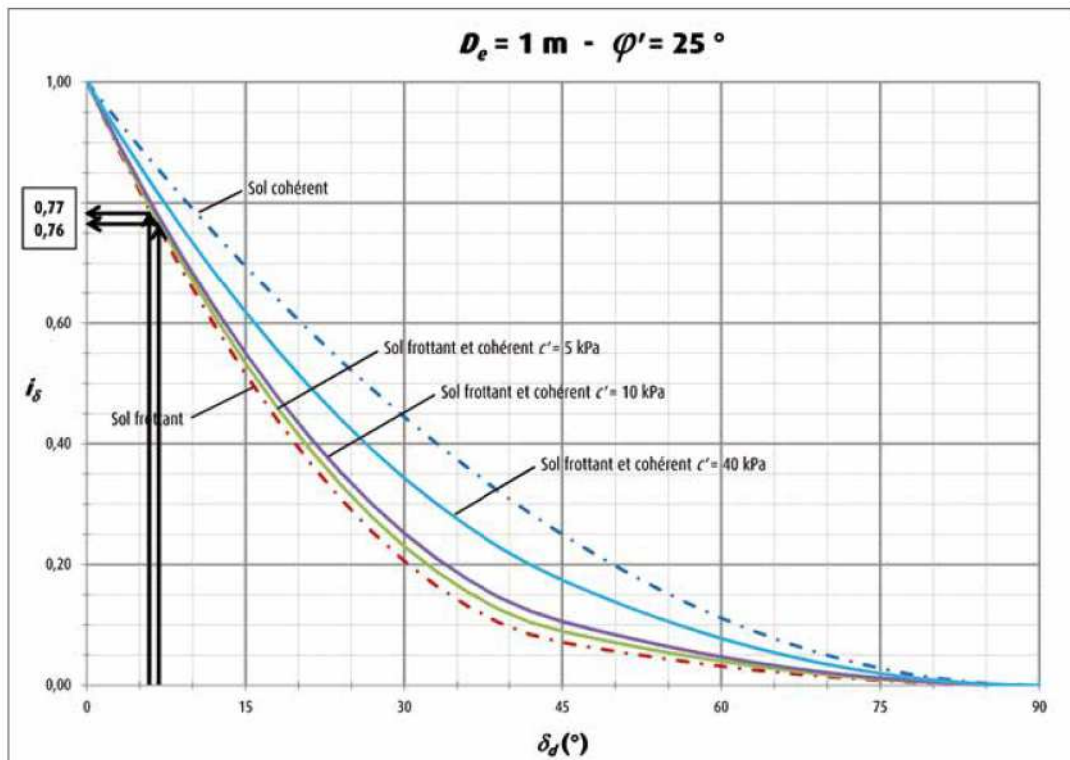


Figure 22 : Estimation du coefficient de réduction i_s par les abaques de l'Annexe B du présent guide

2.2.6 - Calcul de la contrainte q_{net}

La contrainte q_{net} est définie par la relation suivante :

$$q_{net} = k_p \rho_{le}^* i_s \quad [\text{Formule D.2.1}]$$

Pour chacune des combinaisons d'actions, on obtient les résultats présentés dans le Tableau 34.

	ρ_{le}^* (MPa)	k_p	i_s	q_{net} (MPa)
ELU - situation durable et transitoire	0,99	0,86	0,75	0,64
ELS - combinaison caractéristique			0,77	0,66
ELS - combinaison quasi-permanente			0,75	0,64

Tableau 34 : Calcul de q_{net} pour les différentes situations de calcul

2.2.7 - Vérifications en portance

Afin de vérifier la capacité portante du sol, il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$V_d \leq R_0 + R_{v,d} \quad \text{soit} \quad V_d \leq R_0 + R_{v,d} \quad (\text{cf. paragraphe 3 du chapitre 3 du présent guide})$$



Avec

i_e : coefficient de réduction lié à l'excentrement de la charge : $i_e = 1$ car la charge est centrée ;

q_0 : contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base de la fondation superficielle en l'absence de celle-ci (en kPa) ;

A : valeur de la surface de la semelle (en m²/ml) ;

$R_{v,d}$: valeur de calcul de la résistance ultime du terrain ;

$\gamma_{R,v}$: facteur partiel de résistance à la portance ;

$\gamma_{R,d,v}$: coefficient de modèle associé à la méthode de calcul utilisée.

Calculons la valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux :

$$R_0 = Aq_0 = 3 \times D \times \gamma_{remblai} = 3 \times 0,8 \times 20 = 48 \text{ kN/ml}$$

Ensuite, pour chacune des combinaisons d'actions étudiées, nous obtenons les résultats présentés dans le Tableau 35.

	q_{net} (kPa)	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,d,v}$	V_d (kN/ml)	$R_{v,d} + R_0$ (kN/ml)	Vérfiée ?
ELU – situation durable et transitoire	640	1,4	1,2	174	1191	oui
ELS – combinaison caractéristique	660	2,3	1,2	129	765	oui
ELS – combinaison quasi-permanente	640	2,3	1,2	118	744	oui

Tableau 35 : Vérification en portance en fonction des différentes situations de calcul

La capacité portante du sol est alors vérifiée pour toutes les combinaisons d'actions.

2.3 - Vérification du non glissement

La vérification du non glissement se fait uniquement aux ELU.

Il convient de vérifier :

$$H_d \leq R_{h,d} + R_{p,d} \text{ [Formule 10.1.1]}$$

Avec

H_d : valeur de calcul de la composante horizontale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain : $H_d = 20,6$ kN/ml ;

$R_{p,d}$: valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de H_d : résistance négligée dans cet exemple par sécurité ;

$R_{h,d}$: valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain.

Nous nous plaçons en conditions drainées. La valeur de calcul de la résistance ultime au glissement du terrain se détermine à partir de l'expression suivante :

$$R_{h,d} = \frac{V_d \tan \delta_{a,k}}{\gamma_{R,h} \cdot \gamma_{R,d,h}} \text{ [Formule 10.1.4]}$$

Avec

V_d : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation au terrain ;

$\gamma_{R,h}$: facteur partiel pour la résistance au glissement : $\gamma_{R,h} = 1,1$ pour les ELU fondamentaux ;

$\gamma_{R,d,h}$: coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement : $\gamma_{R,d,h} = 1,1$;

$\delta_{a,k}$: valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain.



En se plaçant dans le cadre de l'approche 2, on suppose que l'on a pour les limons $\delta_{a,k} = \delta_{a,d}$. La semelle est coulée en place, donc on considère que :

$$\delta_{a,d} = \delta_{a,k} = \varphi' = 25^\circ \quad [10.1 (6)]$$

On obtient ainsi :

$$R_{h,d} = \frac{174 \times \tan\left(\frac{25 \times \pi}{180}\right)}{1,1 \times 1,1} \quad \text{donc } R_{h,d} = 67 \text{ kN/ml}$$

Ainsi, le glissement est vérifié car H_d à l'ELU fondamental vaut 20,6 kN/ml et est inférieur à 67 kN/ml.

2.4 - Vérification des tassements

Nous sommes dans le cas d'un sol hétérogène. Il convient alors de calculer le tassement final de la manière suivante :

$$S_f = S_c + S_d \quad [\text{Formule H.2.1.1.1}]$$

$$\text{avec } s_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B \quad \text{et} \quad s_d = \frac{2}{9E_d} (q' - \sigma'_{v0}) \times B_0 \times \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad [\text{Formules H.2.1.2.1 et H.2.1.2.2}]$$

La valeur de la largeur de référence à considérer B_0 est égale à 0,6 m.

Rappelons que pour calculer E_c et E_d il convient de découper le terrain en tranches d'épaisseur $B / 2 = 1,5$ m (Figure 23).

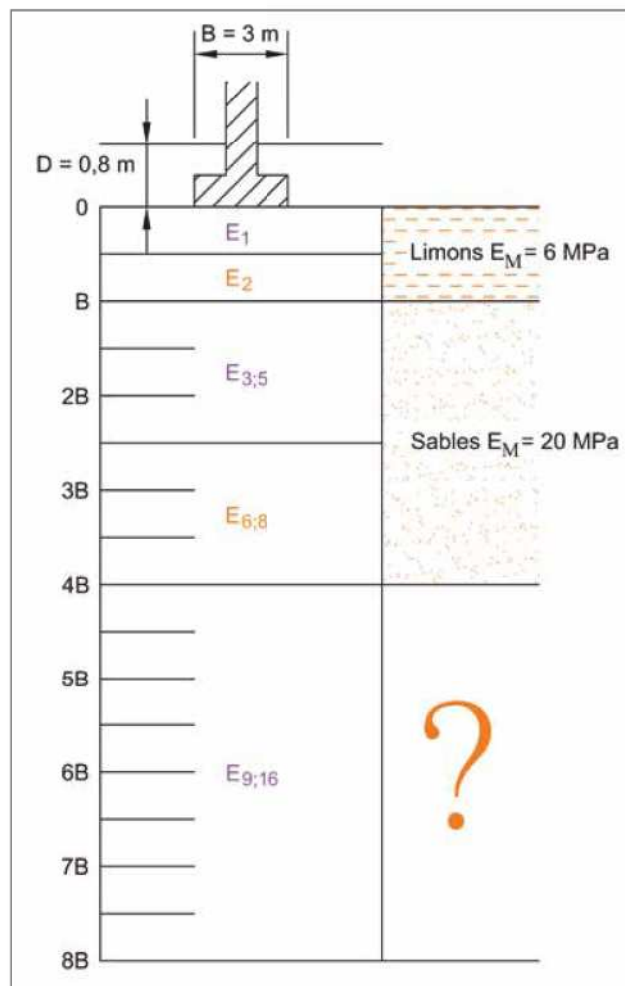


Figure 23 : Découpage du terrain pour le calcul des tassements



2.4.1 - Calcul de E_c

Le module E_c correspond au module de sol situé dans la tranche de 0 à $B/2$ sous la fondation, soit de 0 à 1,5 m dans notre exercice. Dans notre cas, nous avons donc :

$$E_c = E_{\text{limons}} = 6 \text{ MPa}$$

2.4.2 - Calcul de E_d

Nous connaissons le terrain seulement de 0 à 12 m environ sous la semelle. Nous considérons que les propriétés des sols en-dessous de 12 m de profondeur sont au moins égales à celles des sables. Nous obtenons donc E_d ainsi :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3,5}} + \frac{0,2}{E_{6,8}} \quad [\text{Formule H.2.1.2.6}]$$

Avec $E_1 = E_2 = 6 \text{ MPa}$ et $E_{3,5} = E_{6,8} = 20 \text{ MPa}$

On obtient finalement :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{6} + \frac{0,3}{6} + \frac{0,25}{20} + \frac{0,2}{20} \quad \text{donc } E_d = 9 \text{ MPa}$$

2.4.3 - Calcul de la contrainte effective q' et σ'_{v0}

Nous déterminons la contrainte moyenne effective appliquée au sol ainsi :

$$q' = \frac{V_d}{A}$$

La vérification du tassement de la semelle s'effectuant à l'ELS quasi-permanent, $V_d = 118 \text{ kN/ml}$ d'où $q' = 39 \text{ kPa/ml}$.

La semelle étudiée étant de type filante, on assimile l'aire A à la largeur B . Ainsi, la contrainte moyenne effective s'exprime en mètre linéaire de semelle.

Pour déterminer la contrainte verticale effective au niveau de la fondation avant travaux, nous prendrons la valeur suivante :

$$\begin{aligned} \sigma'_{v0} &= \sigma'_{v0, \text{Limons}} = \gamma'_{\text{Limons}} \cdot D = 20 \times 0,80 \\ \sigma'_{v0} &= 16 \text{ kPa/ml} \end{aligned}$$

2.4.4 - Calcul du coefficient rhéologique α et des coefficients de forme λ_c et λ_d

Le coefficient rhéologique est donné pour les différentes natures du terrain dans le Tableau 23. Nous sommes dans le cas d'un sol limoneux normalement consolidé ($E_w/\rho_1 = 6 / 0,7 = 8,5$) :

$$\alpha = 0,5 \quad (\text{Tableau 23})$$

Comme $L = 15 \text{ m}$ et $B = 3 \text{ m}$ alors $L/B = 5$ d'où d'après le Tableau 23 :

$$\lambda_c = 1,4 \quad \text{et} \quad \lambda_d = 2,14$$

2.4.5 - Vérification

Nous obtenons les résultats présentés dans le Tableau 36.

	V_d (kN/ml)	q' (kPa/ml)	σ'_{v0} (kPa/ml)	Tassements déviatoriques			Tassements sphériques			Tassement final
				λ_d	E_d (MPa)	s_d (mm)	λ_c	E_c (MPa)	s_c (mm)	s_f (mm)
ELS – combinaison quasi-permanente	117	39	16	2,14	9	1,1	1,4	6	0,9	2,0

Tableau 36 : Calcul des tassements finaux à l'ELS quasi-permanent

De façon générale, le tassement admissible n'excède pas 1 cm pour une fondation superficielle. Il est alors possible de considérer que la semelle étudiée dans l'exercice est vérifiée vis-à-vis du tassement.



3 - Semelle au bord d'un talus

Cet exemple traite de la justification d'une semelle filante soumise à un chargement vertical centré à proximité d'un talus.

3.1 - Hypothèses

La fondation superficielle est une semelle filante d'une longueur L de 30 m et d'une largeur B de 3 m ($L \gg B$). Elle repose sur un limon sableux surplombant des sables peu denses et des graves. La méthode retenue pour les calculs est la méthode pénétrométrique. La semelle se trouve à une distance de 3,5 m d'un talus de pente 35° (Figure 24).

Aucune nappe n'est prise en compte.

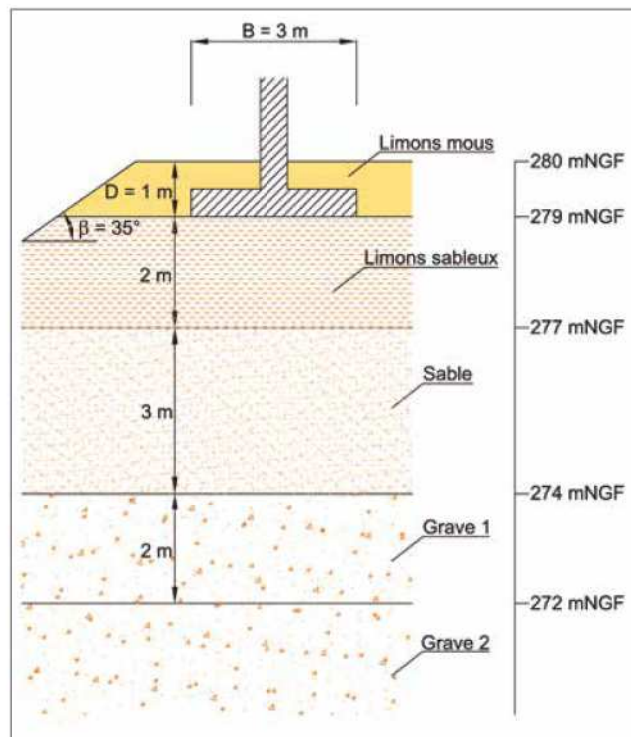


Figure 24 : Représentation de la coupe géologique au droit de la semelle

3.1.1 - Propriétés de sol considérées

Le modèle géotechnique est déduit de l'analyse d'un sondage pénétrométrique (pénétrömètre statique avec cône à jupe) mené jusqu'à 18 m de profondeur (Tableau 37).

N°	Couche de sol	Épaisseur (m)	Cote de la base de la couche (m)	Résistance en pointe	Poids volumique
				q_{cc} (MPa)	γ (kN/m ³)
N° 1	Limon mou	1	1	1	18
N° 2	Limon sableux	2	3	2,5	18
N° 3	Sable moyennement dense	3	6	4	20
N° 4	Grave 1	2	8	12	20
N° 5	Grave 2	4	13	18	23

Tableau 37 : Propriétés des sols

Les valeurs de résistance de pointe fournies ici sont des valeurs interprétées d'essais au pénétromètre statique avec cône à jupe.



3.1.2 - Efforts de calcul à la base de la semelle

Le Tableau 38 présente les efforts de calcul à la base de la semelle pour différentes situations de calculs.

	V_d (kN/ml)	H_d (kN/ml)	$M_{d,y}$ (kN.m/ml)
ELU Fondamental	1110	0	0
ELS Quasi-permanent	610	0	0
ELS Caractéristique	830	0	0

Tableau 38 : Chargements considérés à la base de la semelle

Dans la suite de l'exercice nous vérifierons la capacité portante de la fondation par rapport au chargement appliqué, puis les tassements induits par la fondation superficielle grâce à la méthode pénétrométrique.

3.2 - Vérification de la capacité portante

3.2.1 - Calcul de l'épaisseur h_r

Nous sommes dans le cas d'une semelle filante et la charge appliquée est verticale centrée, par conséquent, comme l'excentrement e est nul, dans tous les cas, $h_r = 1,5 \times B = 4,5$ m (Tableau 10 du chapitre 3 de ce guide).

3.2.2 - Calcul de la résistance en pointe équivalente q_{ce}

La résistance limite équivalente q_{ce} est définie par la relation suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{h_r} \int_D^{D+h_r} q_{cc}(z) dz \quad [\text{Formule E.2.2.1}]$$

On la calcule ici de $D = 1$ m à $D + h_r = 5,5$ m, soit :

$$q_{ce} = \frac{1}{4,5} \int_1^{5,5} q_{cc}(z) dz = \frac{1}{4,5} [2,5 \times 2 + 4 \times 2,5]$$

On obtient finalement :

$$q_{ce} = 3,33 \text{ MPa}$$

Rappel : $q_{cc}(z)$ est une résistance de pointe corrigée, obtenue :

- en calculant la valeur moyenne q_{cm} de la résistance de pointe lissée entre les profondeurs D et $D + h_r$, soit ici entre 1 m et 5,5 m de profondeur, $q_{cm} = 3,33$ MPa ;
- et en écrêtant s'il y a lieu le diagramme $q_c(z)$ à la valeur $1,3 q_{cm}$, soit ici $1,3 q_{cm}$ vaut 4,3 MPa, il n'y a donc pas lieu d'écarter.

3.2.3 - Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

La hauteur d'encastrement équivalente se calcule suivant la formule :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_{cc}(z) dz \quad [\text{Formule C.2.2}]$$

Dans le cas de la semelle étudiée ici :

- d est pris égal à zéro ;
- $D = 1$ m ;
- de d à D , le sol est constitué de limons mous de $q_c = 1$ MPa.

On obtient donc :

$$D_e = \frac{1}{3,33} \times (1 \times 1) \text{ donc } D_e = 0,3 \text{ m}$$



3.2.4 - Calcul du facteur de portance k_c

Nous rappelons que nous sommes dans le cas d'une semelle filante. Nous allons calculer le facteur de portance k_c de la couche située juste sous la semelle à l'aide des éléments du Tableau 39.

	Type de semelle	Cas d'une semelle filante					
		Courbe	k_{c0}	a	b	c	k_{cmax}
Limon	Filante	Q1	0,27	0,07	0,007	1,3	0,35

Tableau 39 : Éléments pour la détermination du facteur de portance k_c à partir du Tableau 13 [Tableau E.2.3]

Pour obtenir le facteur de portance moyen sous la fondation, nous effectuons les calculs suivants :

$$k_{c,B/L} = k_{c0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-\frac{c D_e}{B}} \right) \quad [\text{Formule E.2.3.1}]$$

Soit :

$$k_{c,B/L} = 0,27 + \left(0,07 + 0,007 \times \frac{0,3}{3} \right) \left(1 - e^{-1,3 \times \frac{0,3}{3}} \right)$$

donc $k_{c,B/L} = 0,28$

On vérifie aisément que $k_{c,B/L}$ reste inférieur à k_{cmax} . De plus, on a bien $D_e/B = 0,1 < 2$, donc par construction $k_c < k_{cmax}$.

3.2.5 - Calcul du coefficient de réduction lié à la présence d'un talus

On vérifie bien que $\beta = 0,61 \cdot rad < \frac{\pi}{4} = 0,78$ soit $\beta = 35^\circ < 45^\circ$.

De plus, le limon présent est un sol cohérent caractérisé par une cohésion non drainé c_u et un angle de frottement nul, on peut déterminer i_β en se basant sur la relation :

$$i_{\beta,c} = 1 - \frac{\beta}{\pi} \left(1 - \frac{d}{8B} \right)^2 \quad (\text{Rappel : } \beta \text{ est en radians}) \quad [\text{Formule D.2.5.1}]$$

avec $d = 3,5 \text{ m} < 8 B$. D'où : $i_\beta = 0,86$.

3.2.6 - Calcul de la contrainte q_{net}

La contrainte q_{net} est définie par la relation suivante car la semelle est à proximité d'un talus et la charge n'est pas inclinée donc i_δ vaut 1 (cf. Tableau 18) :

$$q_{net} = k_c q_{ce} i_\beta i_\delta \quad [\text{Formule E.2.1}]$$

Pour chacune des combinaisons d'actions, on obtient les résultats présentés dans le Tableau 40.

	q_{ce} (MPa)	k_c	i_β	q_{net} (MPa)
ELU Fondamental	3,33	0,28	0,86	0,80
ELS Quasi-permanent				
ELS Caractéristique				

Tableau 40 : Calcul de q_{net} pour les différentes situations de calcul



3.2.7 - Vérifications en portance

Afin de vérifier la capacité portante du sol, il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$V_d \leq R_0 + R_{v,d} \text{ soit } V_d \leq R_0 + R_{v,d} \text{ (cf. paragraphe 3 du chapitre 3 du présent guide)}$$

Avec

- i_e : coefficient de réduction lié à l'excentrement de la charge : $i_e = 1$ car la charge n'est pas excentrée ;
- q_0 : contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base de la fondation superficielle en l'absence de celle-ci (en kPa) ;
- A : valeur de la surface de la semelle (en m²/ml) ;
- $R_{v,d}$: valeur de calcul de la résistance ultime du terrain ;
- $\gamma_{R,v}$: facteur partiel de résistance à la portance ;
- $\gamma_{R,d,v}$: coefficient de modèle associé à la méthode de calcul utilisée.

Calculons la valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux :

$$R_0 = Aq_0 = 3 \times D \times \gamma_{remblai} = 3 \times 1 \times 18 = 54 \cdot \text{kN/ml}$$

Ensuite, pour chacune des combinaisons d'actions étudiées, nous obtenons les résultats présentés dans le Tableau 41.

	q_{net} (MPa)	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,d,v}$	$R_{v,d}$ (MN)	V_d (MN/ml)	$R_{v,d} + R_0$ (MN/ml)	Vérfiée ?
ELU Fondamental	0,80	1,4	1,2	1,43	1,11	1,48	oui
ELS Quasi-permanent	0,80	2,3	1,2	0,87	0,61	0,92	oui
ELS Caractéristique	0,80	2,3	1,2	0,87	0,83	0,92	oui

Tableau 41 : Vérification de la capacité portante du sol en fonction des différentes situations de calcul

La capacité portante du sol est vérifiée pour toutes les combinaisons d'actions.

3.3 - Vérification des tassements

3.3.1 - Calcul des modules de déformation E

Les modules de déformation E sont dérivés des résistances de pointes pénétrométriques q_c . Dans le cas d'une semelle filante $E = 3,5q_c$ (Tableau 42).

Couche		q_c (MPa)	E (MPa)
N° 1	Limon mou	1	3,5
N° 2	Limon sableux	2,5	8,75
N° 3	Sable	4	14
N° 4	Grave 1	12	42
N° 5	Grave 2	18	63

Tableau 42 : Modules de déformation E

3.3.2 - Calcul de la contrainte de chargement q'

La pression de chargement est estimée à partir de l'effort vertical appliqué à la base de la fondation à l'ELS Quasi-permanent.

$$q' = \frac{V_d}{A} = \frac{610}{3} \text{ donc } q' = 203 \text{ kPa}$$



La semelle étudiée étant de type filante, on assimile l'aire A à la largeur B . Ainsi, la contrainte moyenne effective s'exprime pour une semelle de 1 m de longueur.

3.3.3 - Calcul de la contrainte verticale effective initiale σ'_{v0}

La contrainte verticale effective initiale au niveau de la fondation est la contrainte appliquée à la base de la fondation si celle-ci n'existait pas.

$$\sigma'_{v0} = \gamma \cdot z = \gamma' \cdot z = 18 \times 1 \quad \text{car il n'y a pas de nappe donc } \sigma'_{v0} = 18 \text{ kPa}$$

3.3.4 - Calcul du facteur d'influence des déformations I_{zp}

Les facteurs d'influence I_z pour une fondation filante à déformation plane se déduit de la Figure 25. Elle atteint un maximum en $z = B$ sous la base de la fondation :

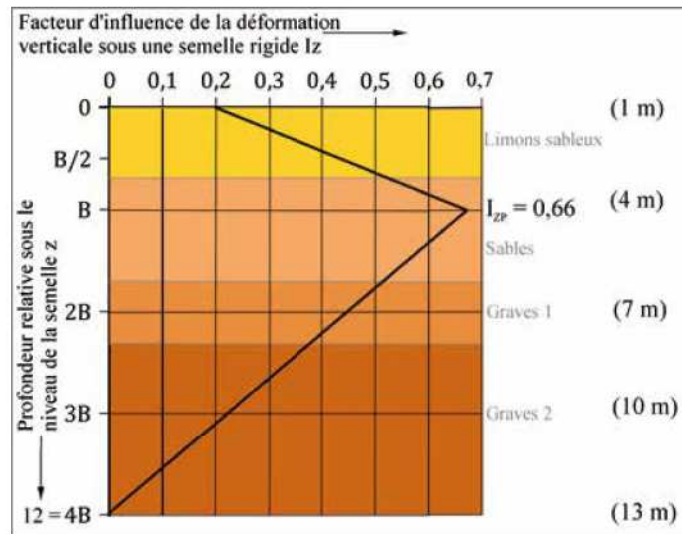


Figure 25 : Facteur d'influence des déformations I_z [Figure I.1]

$$I_{zp} = I_z(D+B) = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{q' - \sigma'_{v0}}{\sigma'_{vp}}}$$

Avec σ'_{vp} la contrainte verticale effective à la profondeur $D + B$ par rapport au terrain naturel :

$$\sigma'_{vp} = \gamma \cdot z = 18 \times 1 + 18 \times 2 + 20 \times 1 \quad \text{donc } \sigma'_{vp} = 74 \text{ kPa}$$

D'où :

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{203 - 18}{74}} \quad \text{donc } I_{zp} = 0,66$$

On a donc les valeurs singulières suivantes :

- $I_z(D) = 0,2$;
- $I_z(D+B) = I_{zp} = 0,66$;
- $I_z(D+4B) = 0$.

À partir du graphique de la Figure I.1 (Figure 25), on peut en déduire l'équation des deux segments de droite, et donc des équations donnant I_z (z ayant pour origine la base de la semelle) :

- de D à $D + B$ (soit de 1 à 4 m) : $I_z(z) = 0,2 + \frac{I_{zp} - 0,2}{B} z$;
- de $D + B$ à $D + 4B$ (soit de 4 à 13 m) : $I_z(z) = \frac{I_{zp}}{B - 4B} (z - 4B)$.

Il nous faut maintenant déterminer l'intégrale des coefficients d'influence sur chaque couche de sol présente. Les résultats sont présentés dans le Tableau 43.



Couche de sol		Cote de la base de la couche (m)	$I_z(z)$	Intégrale de $I_z(z)$	E (MPa)
1	Limon mou	1	0,2	-	3,5
2	Limon sableux	3	0,505	0,705	8,75
3	Sable	4	0,658	0,582	14
3	Sable	6	0,512	1,170	14
4	Grave 1	8	0,366	0,878	42
5	Grave 2	13	0	0,914	63

Tableau 43 : Calcul de l'intégrale de I_z

$$\int_0^{4,8} \frac{I_z(z)}{E} dz = \int_1^3 \frac{I_z(z)}{E_2} dz + \int_3^4 \frac{I_z(z)}{E_3} dz + \int_4^6 \frac{I_z(z)}{E_3} dz + \int_6^8 \frac{I_z(z)}{E_4} dz + \int_8^{13} \frac{I_z(z)}{E_5} dz = \frac{0,705}{8,75} + \frac{0,582}{14} + \frac{1,170}{14} + \frac{0,878}{42} + \frac{0,914}{63} = 0,24$$

3.3.5 - Calcul des facteurs de forme C_1, C_2, C_3

D'après l'annexe I de la norme NF P94-261, on a :

- $C_3 = 1,75$ pour une semelle filante ;
- $C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{\sigma_{v0}}{q' - \sigma'_{v0}} \right) = 0,95$ [Formule I.2.2] ;
- $C_2 = 1,2 + 0,2 \log(t) = 1,2$ pour t égal à 1 an [Formule I.2.3].

3.3.6 - Calcul du tassement final s

Le tassement de la fondation sous une pression de chargement q' s'exprime :

$$s = C_1 C_2 (q' - \sigma'_{v0}) \int_0^{z_1} \frac{I_z}{C_3 E} dz \quad [\text{Formule I.2.1}]$$

$$s = 0,95 \times 1,2 \times (203 - 18) \int_0^{z_1} \frac{I_z}{1,75 \times E} dz \quad \text{donc } s = 29 \text{ mm}$$

Cette valeur de tassement total de près de 3 cm reste *a priori* admissible pour un ouvrage courant.



4 - Semelle avec une charge excentrée

Cet exemple traite de la justification d'une semelle rectangulaire soumise à un chargement excentré non incliné en l'absence de talus proche.

4.1 - Hypothèses

La semelle est de longueur 14 m et de largeur 2,8 m. Elle est posée sur un sol argileux en l'absence de nappe. En fin de réalisation de la semelle, on considère un remblaiement avec un sol argileux (Figure 26). La méthode retenue pour la détermination de la portance est la méthode pressiométrique.

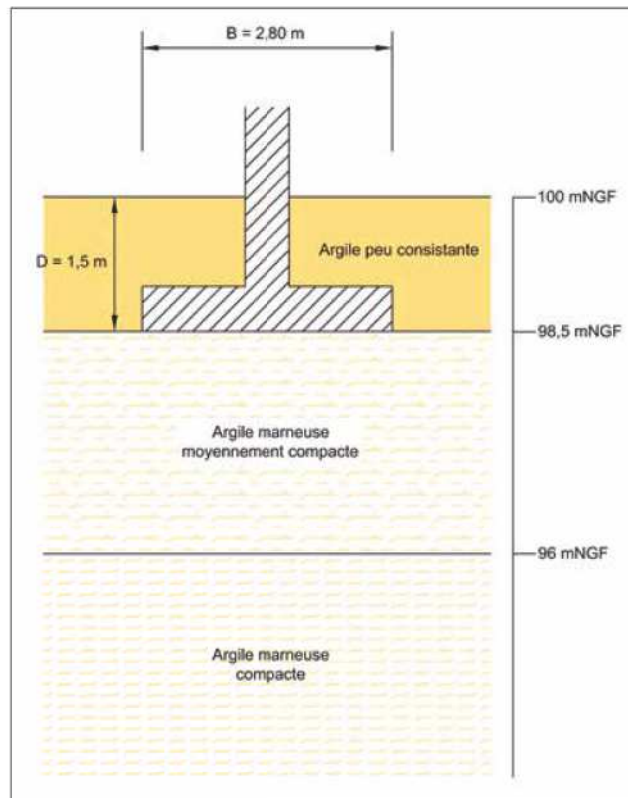


Figure 26 : Représentation de la coupe géologique au droit de la semelle

4.1.1 - Propriétés de sol considérées

Dans notre exemple, le modèle géotechnique a été déduit d'une analyse de 4 sondages pressiométriques atteignant 10 m de profondeur (Tableau 44).

Aucune nappe n'est prise en compte.

	Épaisseur (m)	Module pressiométrique	Pression limite nette	Poids volumique
		E_M (MPa)	p_i^* (MPa)	γ (kN/m ³)
Argile peu consistante	1,5	3,1	0,35	18
Argile marneuse moyennement compacte	2,5	9,4	1,0	18
Argile marneuse compacte		15,1	1,5	20

Tableau 44 : Propriétés des sols



4.1.2 - Efforts de calcul à la base de la semelle

Le Tableau 45 présente les valeurs des efforts de calcul à la base de la semelle pour les différentes situations de calcul.

	V_d (kN)	H_d (kN)	$M_{d,y}$ (kN.m)	$e_{d,B}$ (m)
ELU - situation durable et transitoire	2800	0	1120	0,4
ELS - combinaison caractéristique	1960	0	940	0,48
ELS - combinaison quasi-permanente	1680	0	660	0,39

Tableau 45 : Chargements considérés à la base de la semelle

L'excentrement $e_{d,B}$ est calculé à partir de la formule suivante :

$$e_{d,B} = \frac{M_{d,y}}{V_d}$$

Comme il n'y a pas de moment autour de l'axe de la largeur, $e_{d,L}$ est nul.

Notons que nous sommes dans un cas particulier où la charge n'est pas inclinée.

Les vérifications à mener sont donc les suivantes :

- excentrement ;
- capacité portante ;
- glissement : ce critère n'est pas à vérifier car il n'y a pas d'efforts horizontaux ;
- tassements sous la fondation.

4.2 - Limitation de l'excentrement

Pour les combinaisons d'actions à l'ELU et à l'ELS, il convient de vérifier les inégalités présentées et vérifiées dans le Tableau 46.

	Expression i_e à vérifier	Excentrement e_g (m)	$i_e = \left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right)$	Vérification
ELU - situation durable et transitoire	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{15}$	0,40	0,71	$0,71 \geq 1 / 15$ Vérifié
ELS - combinaison caractéristique	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$	0,48	0,66	$0,66 \geq 1 / 2$ Vérifié
ELS - combinaison quasi-permanente	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{2}{3}$	0,39	0,72	$0,72 \geq 2 / 3$ Vérifié

Tableau 46 : Vérification de la limitation de l'excentrement

4.3 - Vérification de la capacité portante

4.3.1 - Calcul de l'épaisseur h_f

Nous sommes dans le cas d'une semelle rectangulaire, par conséquent, comme $\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$ dans tous les cas, $h_f = 1,5 B = 4,2$ m (Tableau 10 du chapitre 3 de ce guide).

4.3.2 - Calcul de la pression limite nette équivalente p_{le}^*

La pression limite nette équivalente se calcule de la manière suivante (de 1,5 à 5,7 m) :

$$p_{le}^* = \eta \sqrt{\prod_{i=1}^n p_{l;k,i}^*} \quad [\text{Formule D.2.2}]$$



Dans notre exemple, nous avons à notre disposition des valeurs de pression limite calculées par couche. On calcule alors la pression limite nette équivalente avec la formule suivante (dans laquelle l'exposant représente le poids des contributions de chaque couche) :

$$p_{le}^* = \sqrt[4,2]{\left(p_{l,Arg_moy_compacte}^*\right)^{2,5} \times \left(p_{l,Arg_compacte}^*\right)^{1,7}} = \sqrt[4,2]{(1)^{2,5} \times (1,5)^{1,7}}$$

On obtient finalement :

$$p_{le}^* = 1,18 \text{ MPa}$$

4.3.3 - Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

La hauteur d'encastrement équivalente se calcule suivant la formule :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz \quad [\text{Formule C.2.1}]$$

Dans le cas de la semelle étudiée ici :

- d est pris égal à zéro ;
- $D = 1,5 \text{ m}$;
- de d à D , le sol est constitué d'argile peu consistante de $p_l^* = 0,35 \text{ MPa}$.

On obtient donc :

$$D_e = \frac{1}{1,18} \times (0,35 \times 1,5) \text{ donc } D_e = 0,44 \text{ m}$$

4.3.4 - Calcul du facteur de portance k_p

Nous rappelons que nous sommes dans le cas d'une semelle rectangulaire. Nous allons calculer le facteur de portance k_p de la couche située juste sous la semelle dans le Tableau 47.

	Type de semelle	Cas d'une semelle rectangulaire					
		Courbe	k_{p0}	a	b	c	k_{pmax}
Argile marneuse moyennement compacte	Filante	Q1	0,8	0,2	0,02	1,3	1,022
	Carrée	Q2	0,8	0,3	0,02	1,5	1,123

Tableau 47 : Éléments pour la détermination du facteur de portance k_p à partir du Tableau 11 [Tableau D.2.3]

Pour obtenir le facteur de portance moyen sous la fondation, nous effectuons les calculs suivants :

$$k_{p,B/L} = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-\frac{c D_e}{B}} \right) \quad [\text{Formule D.2.3.1}] \text{ pour } B/L \text{ valant respectivement } 0 \text{ et } 1$$

Puis en combinant les deux valeurs pour une semelle rectangulaire :

$$k_{p,B/L} = k_{p,B/L=0} \times \left(1 - \frac{B}{L} \right) + k_{p,B/L=1} \times \frac{B}{L} \quad [\text{Formule D.2.3.2}]$$

$$k_{p,B/L=0} = 0,8 + \left(0,2 + 0,02 \times \frac{0,44}{2,8} \right) \left(1 - e^{-1,3 \times \frac{0,44}{2,8}} \right) \text{ donc } k_{p,B/L=0} = 0,84$$

$$k_{p,B/L=1} = 0,8 + \left(0,3 + 0,02 \times \frac{0,44}{2,8} \right) \left(1 - e^{-1,5 \times \frac{0,44}{2,8}} \right) \text{ donc } k_{p,B/L=1} = 0,86$$

On vérifie aisément que $k_{p,B/L}$ reste inférieur à k_{pmax} . De plus, on a bien $D_e/B = 0,16 < 2$, donc par construction $k_p < k_{pmax}$. D'où pour la semelle rectangulaire considérée dans cet exemple :

$$k_{p,B/L} = 0,84 \times \left(1 - \frac{2,8}{14} \right) + 0,86 \times \frac{2,8}{14} = 0,84$$



4.3.5 - Calcul de la contrainte q_{net}

La contrainte q_{net} est définie par la relation suivante car la semelle n'est pas à proximité d'un talus et la charge n'est pas inclinée donc i_p et i_b valent 1 (cf. Tableau 18) :

$$q_{net} = k_p p_{le}^* \quad [\text{Formule D.2.1}]$$

Pour chacune des combinaisons d'actions, on obtient les résultats présentés dans le Tableau 48.

	p_{le}^* (MPa)	k_p	q_{net} (MPa)
ELU – situation durable et transitoire	1,18	0,84	0,99
ELS – combinaison caractéristique			
ELS – combinaison quasi-permanente			

Tableau 48 : Calcul de q_{net} pour les différentes situations de calcul

4.3.6 - Vérifications en portance

Afin de vérifier la capacité portante du sol, il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$V_d \leq R_0 + R_{v,d} \quad \text{soit} \quad V_d \leq Aq_0 + \frac{A i_e q_{net}}{\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{R,d,v}} \quad (\text{cf. paragraphe 3 du chapitre 3 du présent guide})$$

Avec

$$i_e : \text{coefficient de réduction lié à l'excentrement de la charge} : i_e = \left(1 - 2 \frac{e_B}{B}\right) \left(1 - 2 \frac{e_L}{L}\right);$$

q_0 : contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base de la fondation superficielle en l'absence de celle-ci (en kPa) ;

A : valeur de la surface de la semelle (en m^2) : elle vaut $39,2 m^2$;

$R_{v,d}$: valeur de calcul de la résistance ultime du terrain ;

$\gamma_{R,v}$: facteur partiel de résistance à la portance ;

$\gamma_{R,d,v}$: coefficient de modèle associé à la méthode de calcul utilisée.

Calculons la valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux :

$$R_0 = Aq_0 = A \times D \times \gamma_{remblai} = 14 \times 2,8 \times 1,5 \times 18 = 1058 \text{ kN}$$

Ensuite, pour chacune des combinaisons d'actions étudiées, nous obtenons les résultats présentés dans le Tableau 49.

	q_{net} (MPa)	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,d,v}$	i_e	$R_{v,d}$ (MN)	V_d (MN)	$R_{v,d} + R_0$ (MN)	Vérifiée ?
ELU – situation durable et transitoire	0,99	1,4	1,2	0,71	16,4	2,8	17,5	oui
ELS – combinaison caractéristique	0,99	2,3	1,2	0,66	9,3	1,96	10,4	oui
ELS – combinaison quasi-permanente	0,99	2,3	1,2	0,72	10,1	1,68	11,2	oui

Tableau 49 : Vérification de la capacité portante du sol en fonction des différentes situations de calcul

La capacité portante du sol est alors vérifiée pour toutes les combinaisons d'actions.

4.4 - Vérification des tassements

Vérifions la non décompression de la semelle en contrôlant que l'excentrement est inférieur à $\frac{B}{6} = \frac{2,8}{6} = 0,47 \text{ m}$.

Comme le montre le Tableau 50, on peut estimer que la semelle est comprimée sur toute sa surface pour toutes les combinaisons d'actions. Les tassements seront donc estimés à l'aide de tranches de sol découpées selon la largeur B de la semelle.



	$e_{d;B}$ (m)
ELU - situation durable et transitoire	0,4
ELS - combinaison caractéristique	0,48
ELS - combinaison quasi-permanente	0,39

Tableau 50 : Valeurs de l'excentrement pour toutes les combinaisons d'actions considérées

Nous sommes dans le cas d'un sol hétérogène. Il convient alors de calculer le tassement final de la manière suivante :

$$S_f = S_c + S_d \text{ [Formule H.2.1.1.1]}$$

$$\text{avec } s_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B \text{ et } s_d = \frac{2}{9E_d} (q' - \sigma'_{v0}) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \text{ [Formules H.2.1.2.1 et H.2.1.2.2]}$$

La valeur de la largeur de référence à considérer B_0 est égale à 0,6 m.

Rappelons que pour calculer E_c et E_d , il convient de découper le terrain en tranches d'épaisseur $B / 2 = 1,4$ m (Figure 27).

4.4.1 - Calcul de E_c

Le module E_c correspond au module de sol situé dans la tranche de 0 à $B / 2$ sous la fondation, soit de 0 à 1,4 m dans notre exercice. Dans notre cas, nous avons donc :

$$E_c = 9,4 \text{ MPa}$$

4.4.2 - Calcul de E_d

Nous connaissons le terrain seulement de 0 à 10 m environ sous la semelle. Nous considérons que les propriétés des sols en-dessous de 10 m de profondeur sont au moins égales à celles des sables. Nous obtenons donc E_d ainsi :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3,5}} + \frac{0,2}{E_{6,8}} \text{ [Formule H.2.1.2.6]}$$

Avec $E_1 = E_2 = 9,4$ MPa et $E_{3,5} = E_{6,8} = 15,1$ MPa

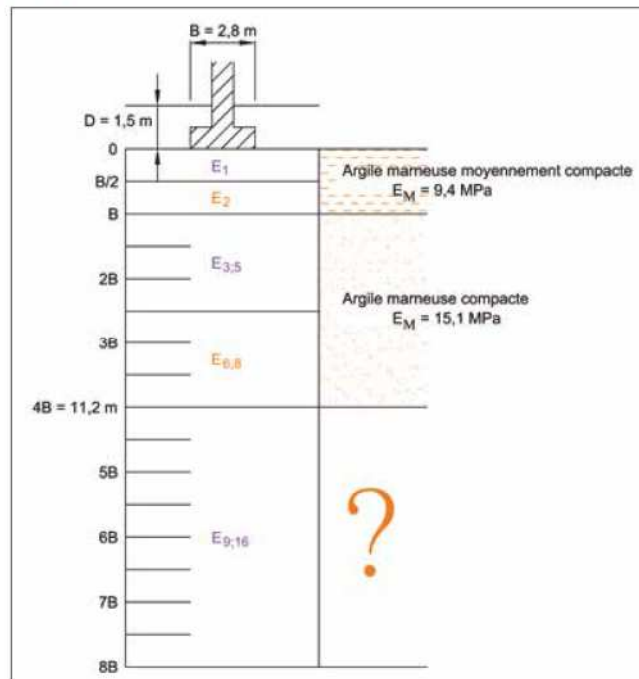


Figure 27 : Découpage du terrain pour le calcul des tassements



On obtient finalement :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{9,4} + \frac{0,3}{9,4} + \frac{0,25}{15,1} + \frac{0,2}{15,1} \text{ donc } E_d = 11,3 \text{ MPa}$$

4.4.3 - Calcul de la contrainte effective q' et σ'_{v0}

Nous déterminons la contrainte moyenne effective appliquée au sol ainsi :

$$q' = \frac{V_d}{A}$$

L'aire de la semelle étudiée vaut 14 m x 2,8 m soit 39,2 m².

La vérification du tassement de la semelle s'effectuant à l'ELS quasi-permanent, $V_d = 1680$ kN d'où $q' = 43$ kPa.

Pour déterminer la contrainte verticale effective au niveau de la fondation avant travaux, nous prendrons la valeur suivante :

$$\begin{aligned} \sigma'_{v0} &= \gamma' \cdot D = \gamma \cdot D = 18 \times 1,5 \\ \sigma'_{v0} &= 27 \text{ kPa} \end{aligned}$$

4.4.4 - Calcul du coefficient rhéologique α et des coefficients de forme λ_c et λ_d

Le coefficient rhéologique est donné pour les différentes natures du terrain dans le Tableau 23. Nous sommes dans le cas d'un sol argileux normalement consolidé ($E_M/p_1 = 9,4 / 1 = 9,4$) :

$$\alpha = 0,67 \text{ (Tableau 23)}$$

Comme $L = 14$ m et $B = 2,8$ m alors $L / B = 5$ d'où d'après le Tableau 23 :

$$\lambda_c = 1,4 \text{ et } \lambda_d = 2,14$$

4.4.5 - Vérification

Nous obtenons les résultats présentés dans le Tableau 51.

	V_d (kN)	q' (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	Tassements déviatoriques			Tassements sphériques			Tassement final
				λ_d	E_d (MPa)	s_d (mm)	λ_c	E_c (MPa)	s_c (mm)	s_f (mm)
ELS – combinaison quasi-permanente	1680	43	27	2,14	11,3	0,9	1,4	9,4	0,5	1,4

Tableau 51 : Calcul des tassements finaux à l'ELS quasi-permanent

De façon générale, le tassement admissible n'excède pas 1 cm pour une fondation superficielle. Il est alors possible de considérer que la semelle étudiée dans l'exercice est vérifiée vis-à-vis du tassement.