

ED1 ISS – Stabilité de pentes

Exercice 1

On veut vérifier la stabilité d'un remblai. Les caractéristiques géométriques du problème sont données à la figure 1 et les caractéristiques mécaniques des sols dans le tableau 1.

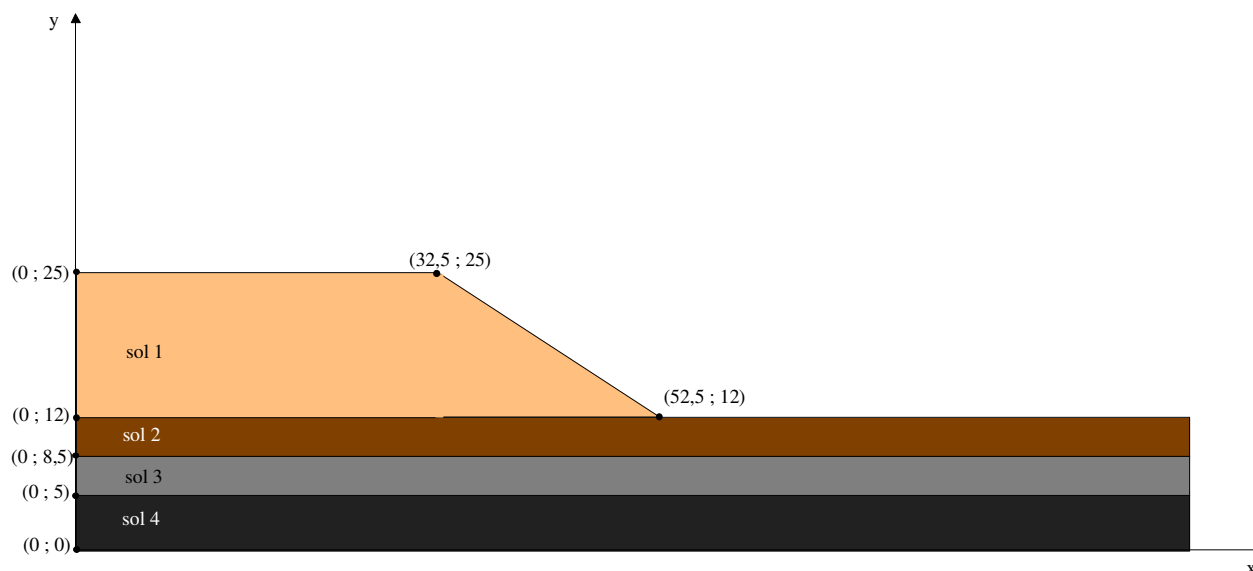


Figure 1. Caractéristiques géométriques

Sol	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
1	17	50	10
2	17,1	30	0
3	13,2	20	0
4	18	50	0

Tableau 1. Caractéristiques mécaniques des sols

On considère la surface de rupture présentée à la figure 2. On décompose le massif en 8 tranches. On veut déterminer par de la méthode de Fellenius, le coefficient de sécurité. Pour chaque tranche i , on donne (Tableau 2) l'angle θ_i du centre de chaque tranche i ainsi que son poids W_i .

Tranche	θ (°)	W (kN)
1	49	1105
2	30,5	1255
3	19,8	1436
4	9,75	1288
5	0	-
6	-9,75	736
7	-19,8	399
8	-30,5	150

Tableau 2

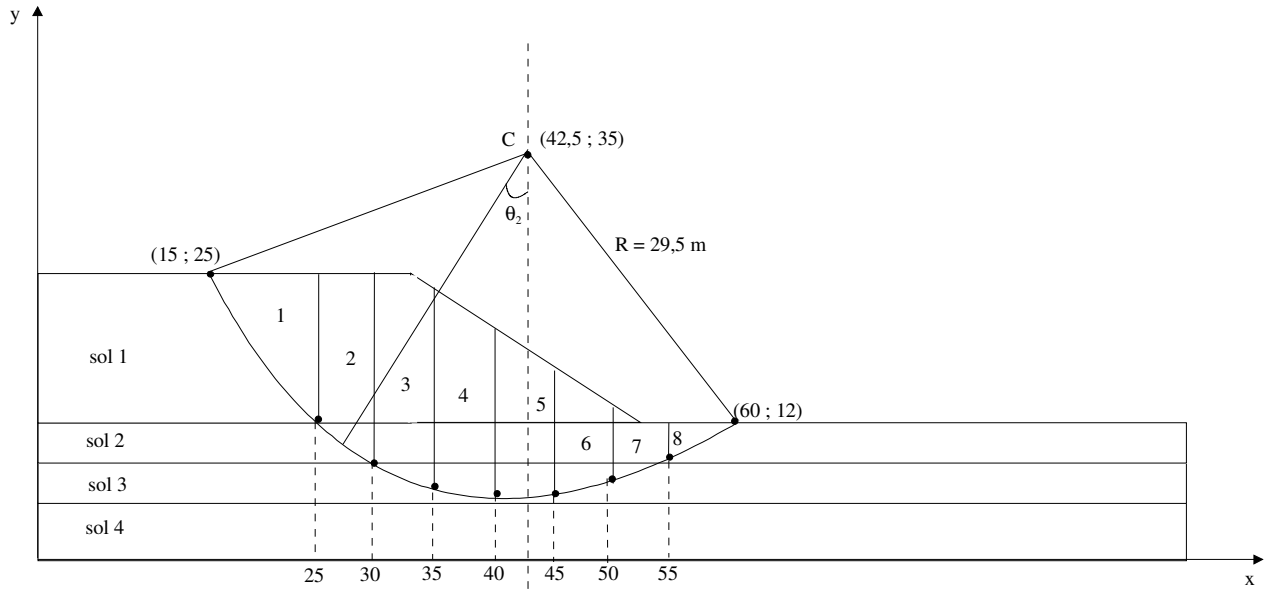


Figure 2. Surface de rupture considérée

1. Déterminer le coefficient de sécurité par la méthode de Fellenius.
2. Déterminer le coefficient de sécurité par la même méthode mais en considérant cette fois ci un angle de frottement de 15° dans le sol 2 et de 10° dans le sol 3.
3. Dans le cas où le coefficient de sécurité est inférieur à 1, quelles méthodes de confortement simples proposeriez-vous pour assurer la stabilité (on illustrera ces méthodes de confortement par des schémas).

Exercice 2

Soit un talus à forte pente $\beta = 60^\circ$ et de hauteur $H = 10$ m, on suppose qu'on peut travailler en déformation plane (longueur du talus très grande par rapport à la hauteur) et donc par mètre (perpendiculairement au plan de la figure 3).

Les caractéristiques du massif de sol sont :

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 30 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 30^\circ.$$

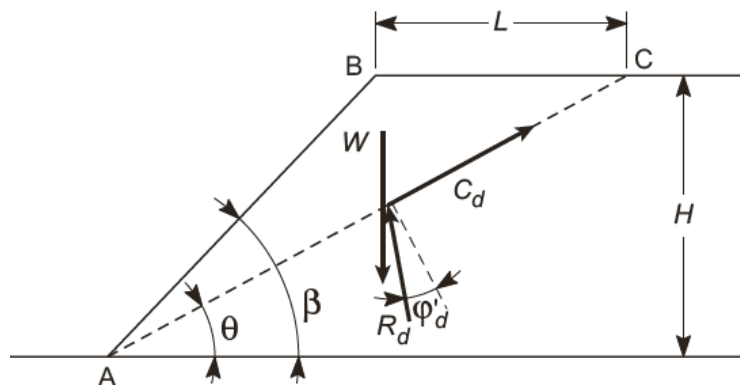


Figure 3. Schéma du coin

Question n° 1

Établir les équations correspondant à l'équilibre limite et en déduire la formule permettant d'obtenir le coefficient de sécurité F_θ pour une ligne de glissement inclinée à θ sur l'horizontale et passant par le pied de talus.

Question n° 2

Déterminer la ligne de glissement AC la plus défavorable et le coefficient de sécurité correspondant. Pour cela on recherchera l'angle θ correspondant au minimum du coefficient de sécurité F_θ (figure 4).

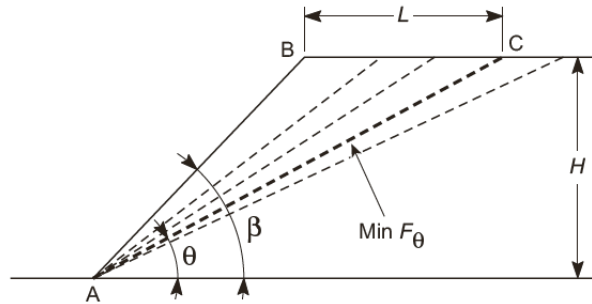


Figure 4. Recherche du coin en équilibre limite critique

Question n° 3

Déterminer le coefficient de sécurité à l'aide de l'abaque de Biarez

$$F = OP/OM$$

$$P(\phi', c'/\gamma h)$$

$M \in [OP]$ et à une courbe β

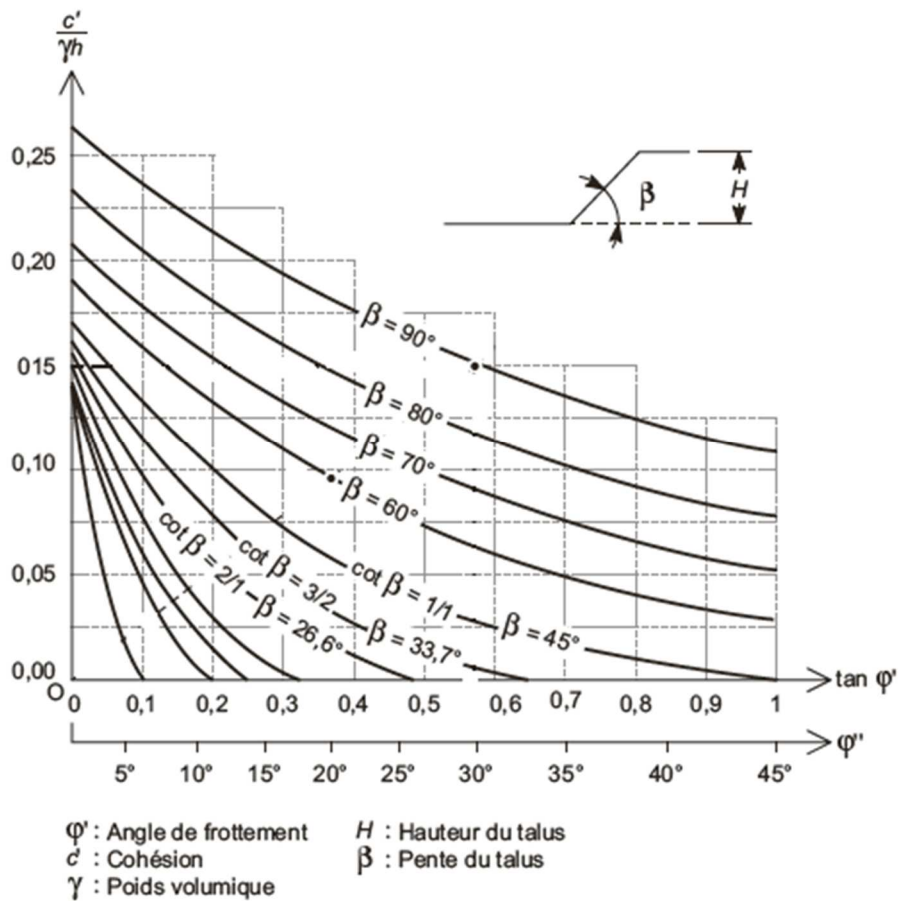


Figure 5. Abaque de Biarez

Question n° 4

L'équilibre de ce talus a été étudié par la méthode des tranches et par le calcul à la rupture. Les calculs ont été effectués sous *Talren 4*.

Après un balayage en x, y, R , on obtient directement la surface potentielle la plus défavorable avec les méthodes de Fellenius et Bishop simplifiée et les coefficients de sécurité F correspondants. En revanche, pour le calcul à la rupture, il faut rechercher *a priori* le coefficient de sécurité qui pondère $\tan \phi'$ et c' pour obtenir $F = 1,00$.

Les surfaces potentielles de rupture sont reportées sur les figures 6, 7 et 8.

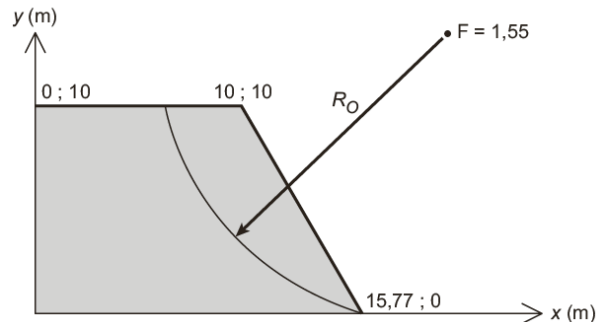


Figure 6. Surface de rupture potentielle obtenue par la méthode de Fellenius

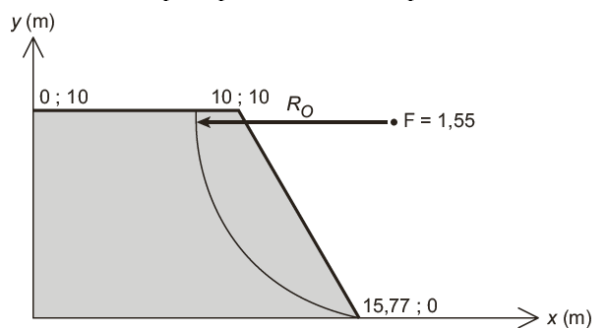


Figure 7. Surface de rupture potentielle obtenue par la méthode de Bishop simplifiée

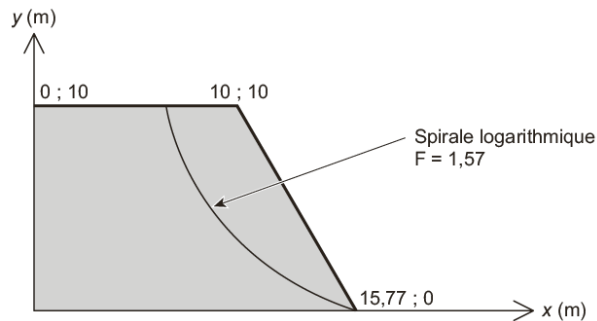


Figure 8. Surface de rupture potentielle obtenue par la méthode du calcul à la rupture

La surface de rupture obtenue par la méthode de Fellenius est un cercle. La surface de rupture obtenue par la méthode de Bishop simplifiée est une surface de rupture mixte, le cercle étant raccordé au-dessus de son centre par une ligne verticale (centre du cercle en dessous du terre-plein). La surface de rupture pour la méthode à la rupture est une spirale logarithmique.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau 3.

Méthodes	Surface de rupture	Coefficient de sécurité F
Fellenius	cercle	1,55
Bishop simplifié	cercle + verticale	1,55
Rupture	Spirale logarithmique	1,57

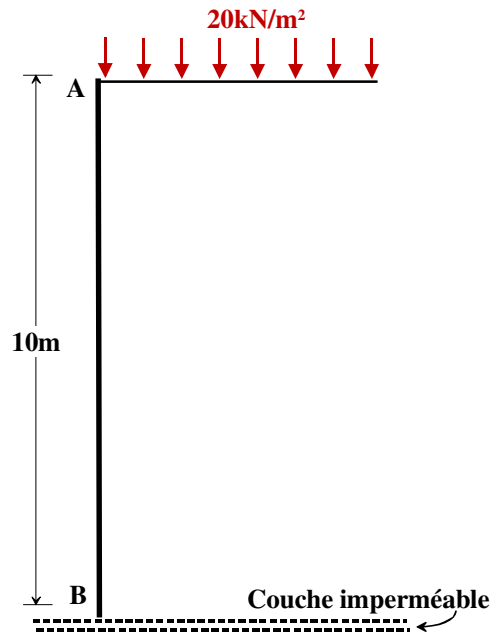
Tableau 3

Commentez ces résultats par rapport aux questions précédentes et donnez une conclusion vis-à-vis des différentes méthodes de calcul.

ED 2 ISS – Poussée-butée

Exercice 1

On étudie la poussée sur un écran vertical de 10 m de haut avec des sols de nature différente et éventuellement des surcharges. Le sol à l'arrière de l'écran est horizontal.



1.

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 20^\circ$, $C' = 0 \text{ kPa}$, $\delta_a = 0^\circ$, Pas d'eau, Pas de surcharge

2.

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 20^\circ$, $C' = 0 \text{ kPa}$, $\delta_a = 13,2^\circ$, Pas d'eau, Pas de surcharge

3.

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 20^\circ$, $C' = 0 \text{ kPa}$, $\delta_a = 0$, Pas d'eau, Surcharge $q = 20 \text{ kN/m}^2$

4.

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 20^\circ$, $C' = 0 \text{ kPa}$, $\delta_a = 0$, Nappe statique sur 10 m de haut, Pas de surcharge

5.

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 20^\circ$, $C' = 15 \text{ kPa}$, $\delta_a = 0$, Pas d'eau, Pas de surcharge

Pour chaque cas, tracer le diagramme des contraintes de poussée, y compris de l'eau pour le cas 4. Calculer la résultante de poussée et son point d'application.

On utilisera les tables (page 20 du support de cours) pour déterminer les coefficients de poussée.

Exercice 2

Un mur en béton soutient un remblai de 5m dont les caractéristiques sont données à la figure 1. Le remblai est surchargé par une charge $q = 18 \text{ kPa}$. La nappe se situe à 2,5m de haut.

1. Déterminez, à l'aide du tableau 1, le coefficient de poussée à considérer (on prendra $k_{a_q} = k_a$ et on considérera les coefficients projetés sur l'horizontale)
2. Déterminez les distributions de contraintes appliquées sur le mur.
3. Déterminez, pour chaque distribution de contrainte, la résultante et son point d'application.

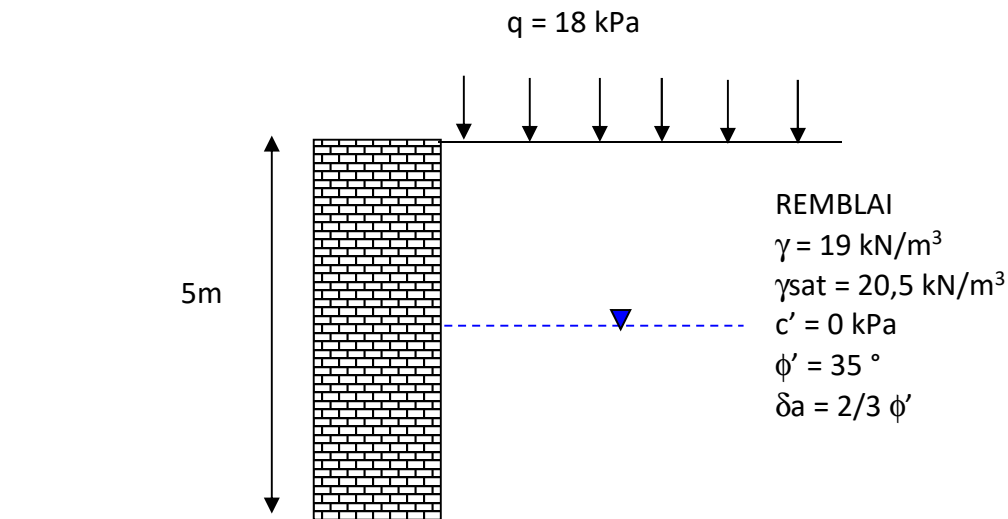


Figure 1

		Milieu pesant pulvérulent													
δ/ϕ		- 1		- 2/3		- 1/3		0		1/3		2/3		1	
ϕ	degrés	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
10		1,06	1,66	0,81	1,59	0,75	1,51	0,70	1,42	0,68	1,31	0,66	1,17	0,65	-
15		1,06	2,2	0,72	2,05	0,64	1,88	0,59	1,70	0,56	1,50	0,54	1,26	0,53	-
20		1,04	3,1	0,64	2,75	0,54	2,40	0,49	2,04	0,46	1,69	0,44	1,33	0,44	-
25		1,02	4,4	0,55	3,70	0,47	3,10	0,41	2,45	0,38	1,92	0,36	1,40	0,37	-
30		0,98	6,5	0,49	5,30	0,38	4,0	0,33	3,00	0,30	2,15	0,30	1,46	0,30	-
35		0,94	10,5	0,40	8,0	0,32	5,4	0,27	3,69	0,25	2,40	0,25	1,51	0,26	-
40		0,88	18	0,34	12	0,26	7,6	0,22	4,60	0,20	2,75	0,20	1,54	0,20	-
45		0,82	35	0,27	20	0,19	11	0,17	5,83	0,16	3,0	0,16	1,58	0,16	-

Tableau 1 : Valeurs de K_a et K_p pour $\lambda = 0$ et $\beta = 0$

ED 3 ISS– Mur

On souhaite justifier un mur poids dont les caractéristiques sont données à la figure 1

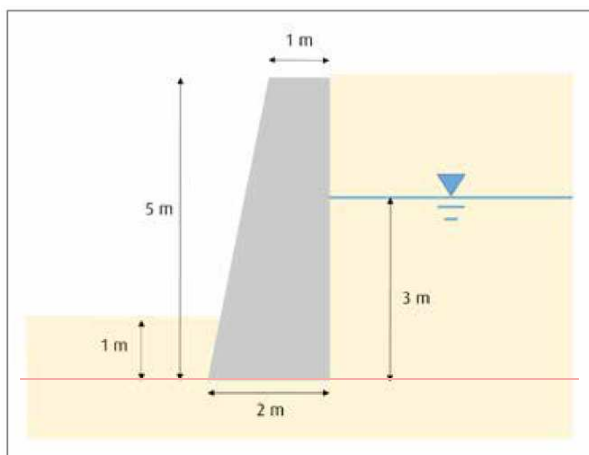


Figure 1

Les caractéristiques du sol support, du remblai et du béton sont données dans le tableau 1. Le frottement sol/ mur est pris égal à 20° .

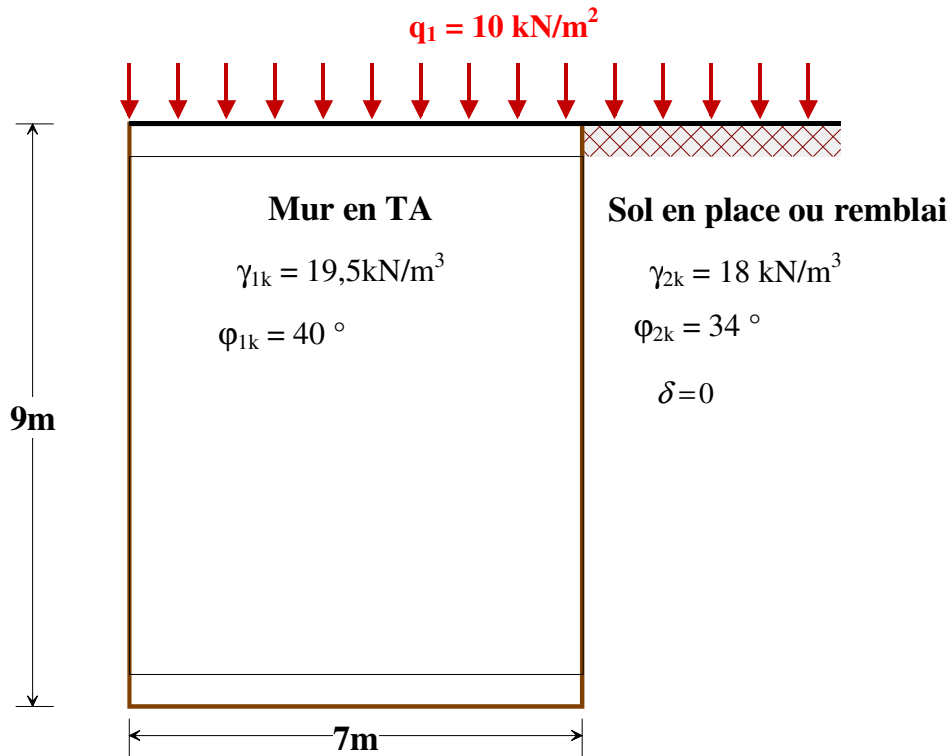
Tableau 1

	Pression limite nette	Cohésion	Angle de frottement interne	Poids volumique	Poids volumique déjaugé
	P_j (kPa)	c' (kPa)	φ' ($^\circ$)	γ (kN/m 3)	γ' (kN/m 3)
Sol support Sables	800	0	35	20	12
Remblai amont sableux drainant	-	0	30	18	11
Béton armé	-	-	-	25	-

1. Déterminer les actions à prendre en compte (on négligera la butée pour se mettre du côté de la sécurité).
2. Quelles sont les combinaisons d'actions à vérifier et avec quels coefficients de sécurité ?
3. Déterminer les valeurs caractéristiques de chaque action.
4. Pour chaque combinaison d'action, déterminer la résultante verticale, la résultante horizontale et le moment par rapport à O.
5. Justifier le mur vis-à-vis de la limitation par rapport à l'excentrement.
6. Justifier la portance du mur.
7. Justifier le mur vis-à-vis du non glissement.

ED10

Justification vis-à-vis de la stabilité interne sous la combinaison fondamentale A d'un mur en TERRE ARMÉE



q_1 simultanément sur le mur et le sol en place

H =	9m
site :	hors d'eau
durée de service =	70ans
classification de l'ouvrage =	courant
$S_v = S_h =$	0.75m
Armatures crénelées et galvanisées (L = 7m)	

Choix de deux types d'armature

40×5(mm) avec $r_{ck} = 69.3\text{kN}$ pour une armature

60×5(mm) avec $r_{ck} = 105.3\text{kN}$ pour une armature

chacune avec des trous de $\Phi = 13\text{mm}$ à l'attache avec l'écaille béton.

On demande de justifier de la résistance des lits d'armature (critère de rupture de l'acier de l'armature) et de l'adhérence sol/lits d'armature (critère de défaut d'adhérence)

♣ résistance $\gamma_{F3}t_m \leq r_{ck}/\gamma_{mt}$

♣ adhérence $\gamma_{F3}t_p \leq r_{ak}/\gamma_{mt}$

ED 5 ISS - Ecrans

On considère l'écran en console présenté à la figure 1. On considère que les nappes sont statiques ; à l'amont la nappe est à 1 m de profondeur. Une charge variable s'applique à 2 m de la tête de l'écran et sur une largeur de 2m. On vous demande de calculer la fiche nécessaire pour assurer la stabilité de l'écran aux ELU.

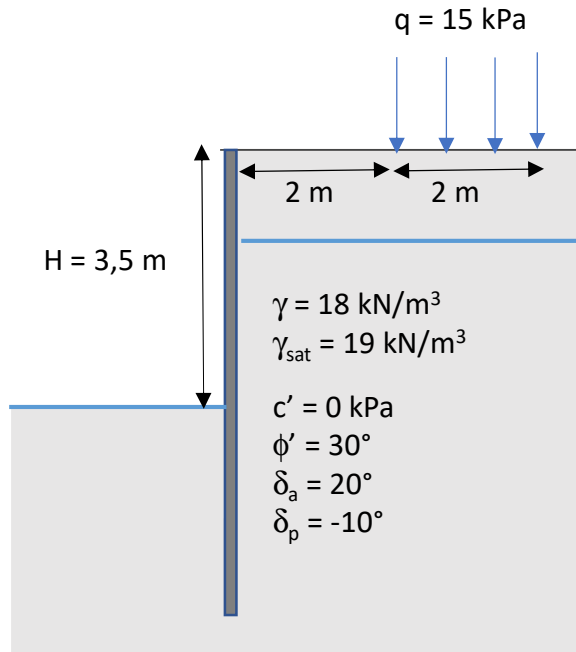


Figure 1

1. Déterminer les coefficients de poussée/butée. On prendra les valeurs projetées sur l'horizontale pour la suite de l'exercice et on considèrera que $k_a = k_{aq}$.

On appliquera les coefficients pondérateurs de l'approche 2* sur les coefficients de poussée/butée

2. Calculer les efforts de poussée et de butée et déterminer la fiche requise pour assurer la stabilité de l'écran.

Milieu pesant pulvérulent														
Φ degrés	δ/Φ - 1		δ/Φ - 2/3		δ/Φ - 1/3		0		1/3		2/3		1	
	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
10	1,06	1,66	0,81	1,59	0,75	1,51	0,70	1,42	0,68	1,31	0,66	1,17	0,65	—
15	1,06	2,2	0,72	2,05	0,64	1,88	0,59	1,70	0,56	1,50	0,54	1,26	0,53	—
20	1,04	3,1	0,64	2,75	0,54	2,40	0,49	2,04	0,46	1,69	0,44	1,33	0,44	—
25	1,02	4,4	0,55	3,70	0,47	3,10	0,41	2,45	0,38	1,92	0,36	1,40	0,37	—
30	0,98	6,5	0,49	5,30	0,38	4,0	0,33	3,00	0,30	2,15	0,30	1,46	0,30	—
35	0,94	10,5	0,40	8,0	0,32	5,4	0,27	3,69	0,25	2,40	0,25	1,51	0,26	—
40	0,88	18	0,34	12	0,26	7,6	0,22	4,60	0,20	2,75	0,20	1,54	0,20	—
45	0,82	35	0,27	20	0,19	11	0,17	5,83	0,16	3,0	0,16	1,58	0,16	—

Valeurs de K_a et K_p pour $\lambda = 0$ et $\beta = 0$

9. Dispositions particulières de surcharges

Solution en plasticité

Pour une surcharge limitée sur un plan horizontal

$$z_1 = d \tan(\varphi)$$

$$z_2 = d \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad z_4 = (B + d) \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

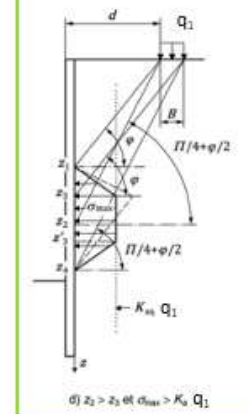
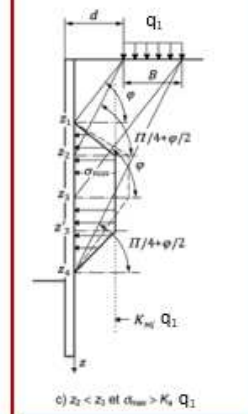
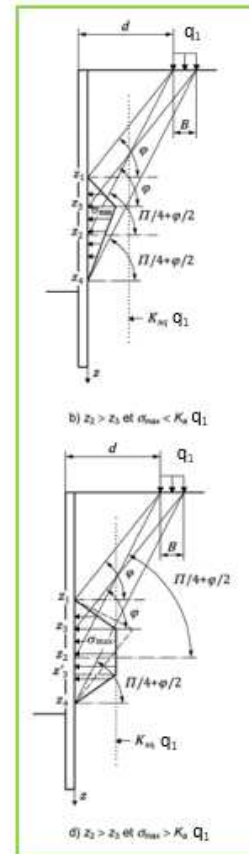
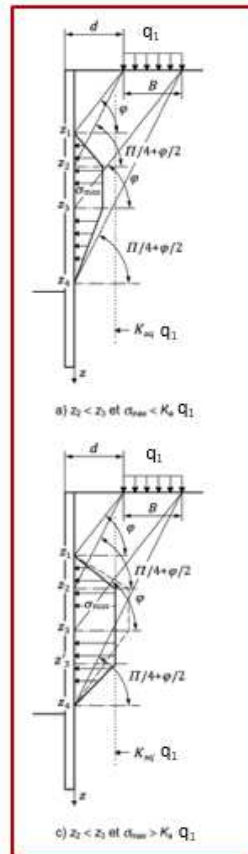
$$z_3 = (B + d) \tan(\varphi)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2Bq}{(z_3 + z_4) - (z_1 + z_2)} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2Bq}{z_4 - z_1} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$z_3' = \frac{2B}{K_{\sigma 1}} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + z_1 + z_2 - z_4$$

$$z_3'' = \frac{2B}{K_{\sigma 1}} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + z_1 + z_3 - z_4$$



ED7 ISS - Fondations superficielles.

Exercice 1 :

On considère une semelle de longueur de 15m et de largeur de 3m posée sur un sol limoneux puis un sol sableux en l'absence de nappe. Le schéma 1 présente une coupe géologique du projet. La semelle présente un chargement centré appliqué au centre de la semelle et incliné.

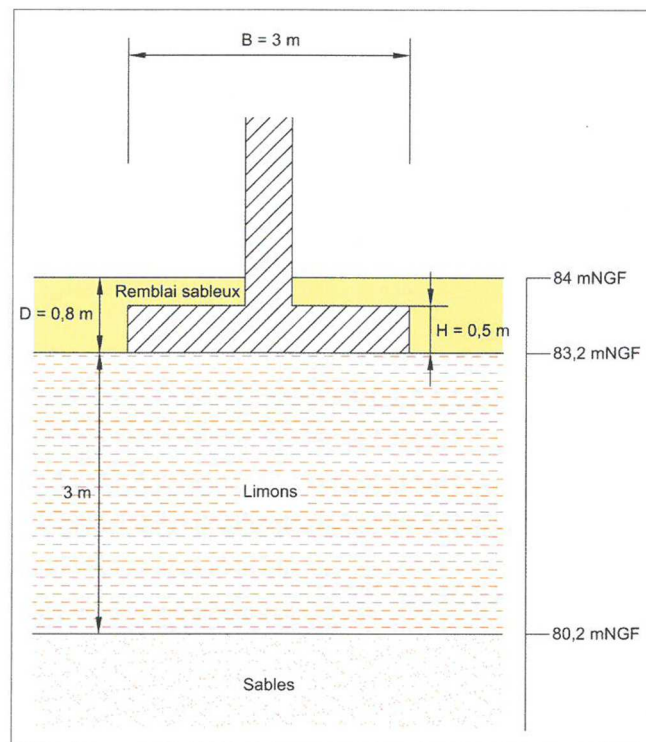


Figure 1 : coupe géologique.

Quatre sondages préssiométriques ont été réalisés jusqu'à une profondeur de 10m. Les résultats sont résumés dans le tableau 1.

	Épaisseur (m)	Module pressiométrique	Pression limite nette	Poids volumique	Angle de frottement	Cohésion
		E_m (MPa)	p_l^* (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 1 : résultats des sondages préssiométriques.

Le tableau 2 présente le chargement à la base de la semelle pour différentes situations.

	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 2 : Chargements à la base de la semelle.

Vérifier pour ces différents chargements la capacité portante de la semelle, le non-glissement et calculer les tassements sous la semelle.

Exercice 2 :

La fondation superficielle est une semelle filante d'une longueur de 30m et d'une largeur de 3m, reposant sur un limon sableux, surplombant des sables peu denses et des graves (figure 2). Les paramètres géotechniques des couches ont été déterminés par essais pénétrométriques (tableau 4). La semelle se trouve à une distance de 3,5m d'un talus de pente 35°.

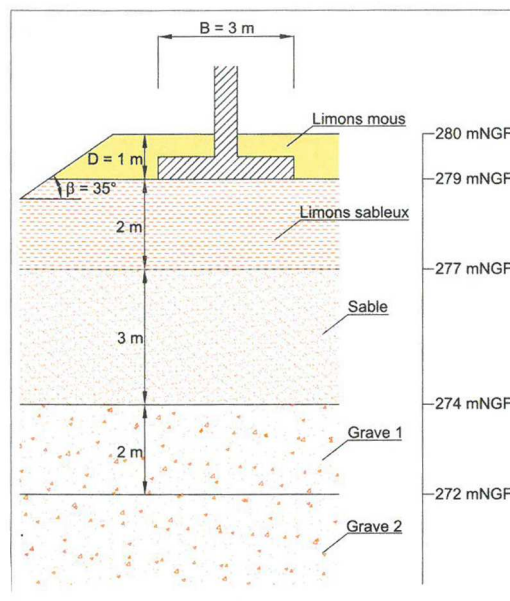


Figure 1 : coupe géologique.

N°	Couche de sol	Épaisseur (m)	Cote de la base de la couche (m)	Résistance en pointe	Poids volumique
				q_{cl} (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 3 : résultats des sondages pénétrométriques

Le tableau 4 présente le chargement à la base de la semelle pour différentes situations.

	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 4 : Chargements à la base de la semelle.

Vérifier pour ces différents chargements la capacité portante de la semelle, et calculer les tassements sous la semelle.

Exercice 3

La fondation superficielle est une semelle d'une longueur de 14 m et d'une largeur de 2.8 m, reposant sur un sol argileux. En fin de réalisation, un remblaiement est réalisé aussi avec un sol argileux (figure 3). Les paramètres géotechniques des couches ont été déterminés par essais pré-siométrique (tableau 5).

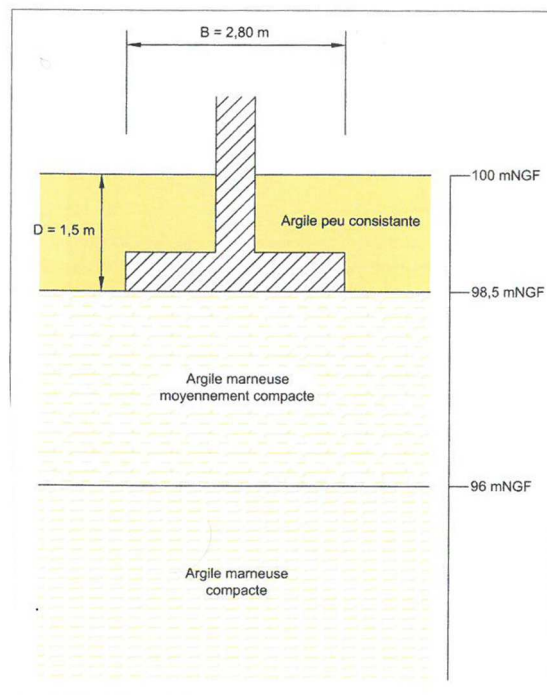


Figure 3 : coupe géologique.

	Épaisseur (m)	Module pressiométrique	Pression limite nette	Poids volumique
		E_M (MPa)	$p_{l,*}$ (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 5 : résultats des sondages pressiométriques.

Le tableau 6 présente le chargement à la base de la semelle pour différentes situations.

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

Tableau 6 : Chargements à la base de la semelle

Vérifier pour ces différents chargements la capacité portante de la semelle, l'excentrement et calculer les tassements sous la semelle.

ED8 ISS - Fondations profondes

Exercice 1 :

Des fondations profondes sont prévues pour la construction d'un bâtiment. Ces fondations doivent être dimensionnées pour plusieurs catégories de charges : permanentes (poids propres), exploitations (surcharges d'occupation humaines, surcharges d'entretien) ainsi que des surcharges climatiques (neiges et vent).

La campagne de reconnaissance fournie la coupe suivante :

- 0 à 0,8 m : limon marron
- 0,8 à 3 m : limon crayeux
- à partir de 3 m : craie.

Un sondage au pénétromètre statique (cône sans jupe) est réalisé, les résultats sont présentés dans la figure 1.

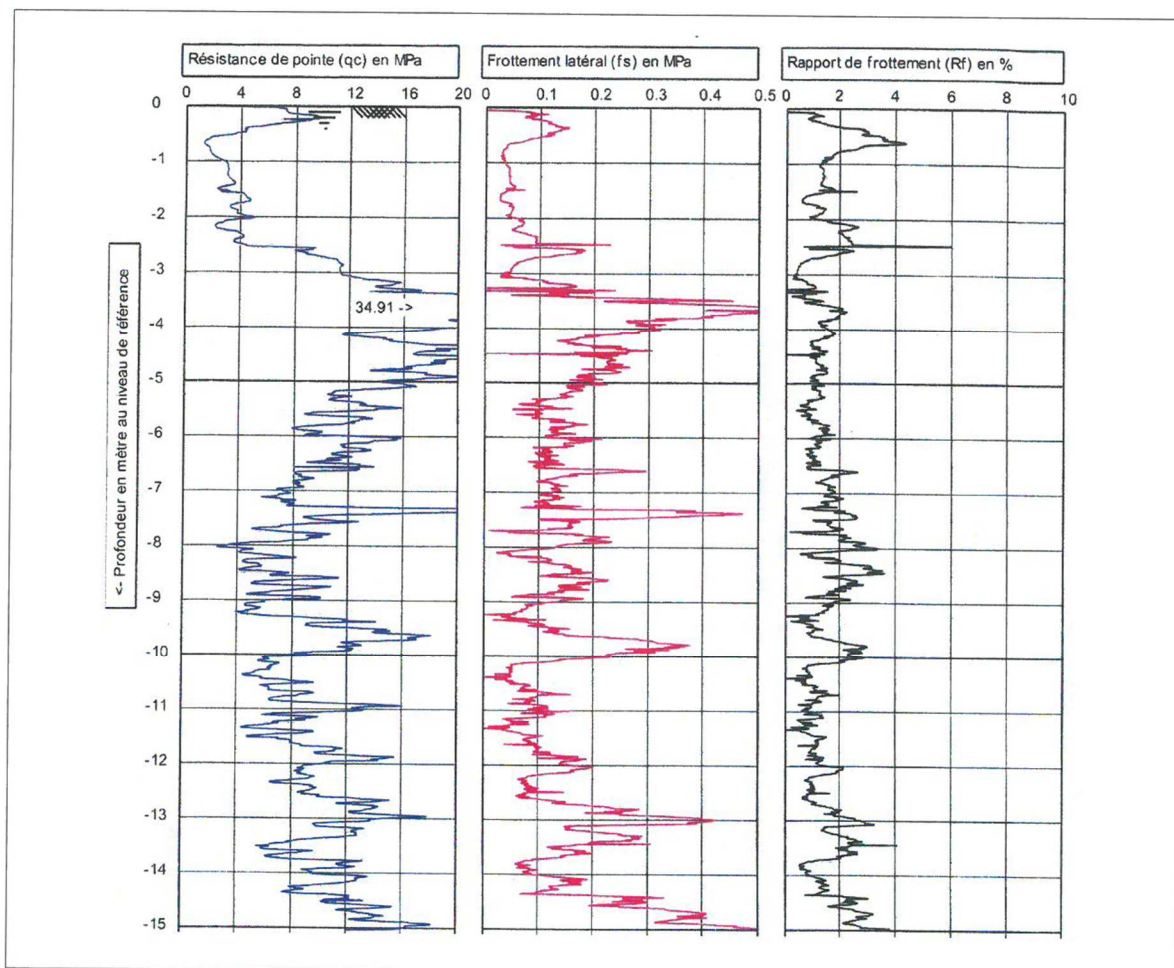


Figure 1 : profil pénétrométrique

A partir des résultats du sondage pénétrométrique, l'utilisation des abaques de Robertson a permis d'identifier les différentes couches de sols suivantes :

- de 0 à 2,5 m : argiles et limons fermes,
- de 2,5 m à 3,5 m : argiles et limons très raides,
- de 3,5 m à 4,5 m : craies saines,
- de 4,5 m à 8 m : craies altérées,
- de 8,0 m à 8,5 m : craies molles,
- de 8,5 m à 15 m : craies altérées.

Les pieux sont forés à la tarière creuse, ils ont un diamètre de 420 mm et une longueur fixée à 13 m.

On suppose que le niveau du terrain est le même avant et après travaux et que la nappe phréatique se situe au niveau de la surface du terrain.

Les charges à reprendre sont les suivantes :

$F_{c;d} = 800$ kN aux ELU situation durables et 1000 kN aux ELU accidentels ;

$F_{c;d} = 600$ kN aux ELS quasi-permanents et 750 kN aux ELS caractéristiques.

1. Calculer la portance d'un pieu isolé avec la procédure du pieu modèle.

On calculera une valeur moyenne de q_c et de f_s sur chaque tranche de sol de 1 m d'épaisseur.

NB : un seul essai pénétrométrique ayant été réalisé, la valeur caractéristique de résistance du sol se détermine à partir de la relation suivante :

$$R_{ck} = (R_b + R_s) / (\gamma_{Rdh} \cdot \xi)$$

Avec R_b la résistance en pointe, R_f la résistance en frottement, $\gamma_{Rdh} = 1,45$ et le coefficient $\xi = 1,15$ donné par l'article E2 de la norme NFP 94-262 (fonction de la profondeur d'investigation et de la surface traitée).