

Chapitre 3

Fondations superficielles et profondes

3-1 Définition :

Les fondations sont la partie basse de l'ouvrage, c'est l'infrastructure, leur rôle est d'assurer la transmission de l'ensemble des charges de la construction au sol d'assise, elles servent de support à l'ouvrage.

Les fondations sont construites en béton armé et enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

L'exécution des fondations a une importance particulière car leurs défaillances peuvent entraîner la ruine de superstructures, alors qu'inversement des dommages dans la superstructure peuvent être localisés et entraînent rarement des désordres dans les fondations.

Selon la capacité du sol à supporter les structures, il existe deux grands modes de transmission des charges :

- Les fondations superficielles (semelles isolées ou filantes et radiers) travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base.

- Les fondations semi profondes et profondes (pieux, puits, barrettes, etc.), il y a lieu de considérer la résistance du sol le long du fut, c'est-à-dire le frottement latéral.

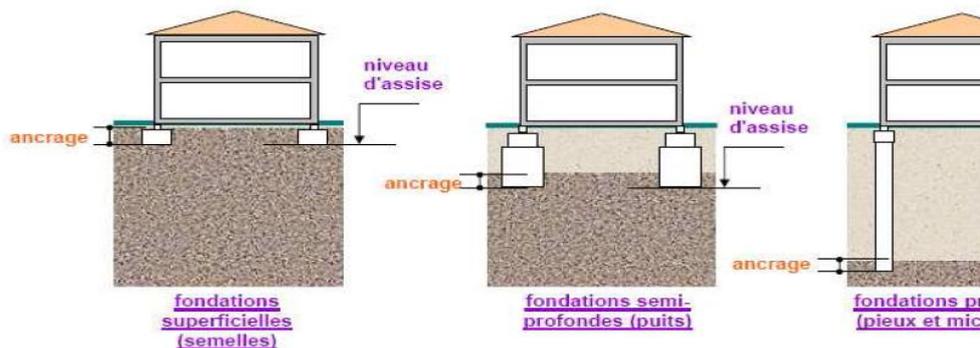


Fig 1 : Différents types de fondation

Pour différencier ces types de fondations on est amené à définir la notion de profondeur critique qui est la profondeur au-dessous de laquelle la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. C'est la profondeur où se trouve le bon sol.

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par L sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- Fondation superficielle : $\frac{D}{B} \leq 4$
- Fondation semi-profonde : $4 \leq \frac{D}{B} \leq 10$
- Fondation profonde : $\frac{D}{B} \geq 10$

Le choix d'une fondation est liée à :

- Qualité du sol ;
- Charges amenées par la construction ;
- Coût d'exécution.

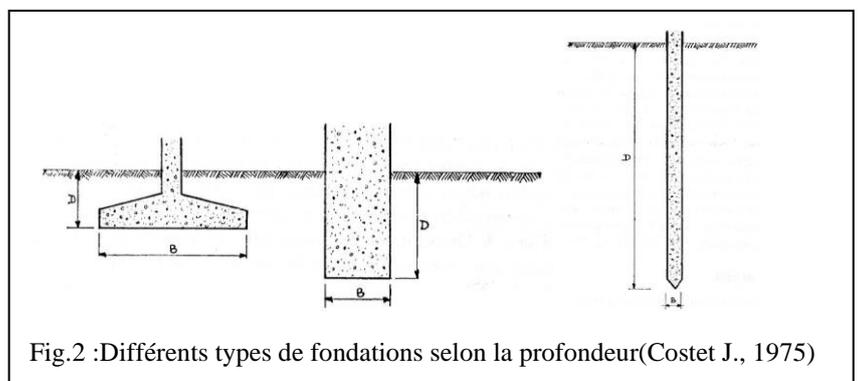
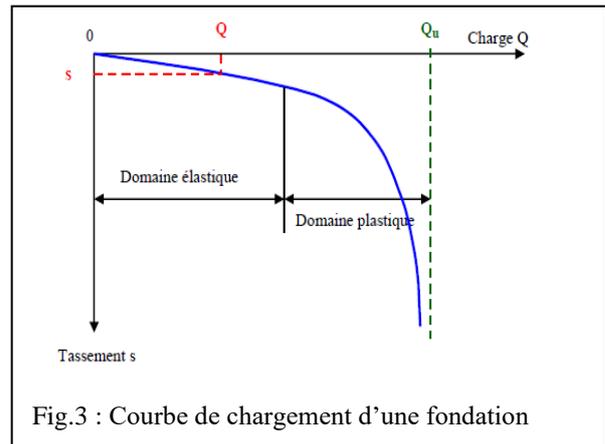


Fig.2 : Différents types de fondations selon la profondeur (Costet J., 1975)

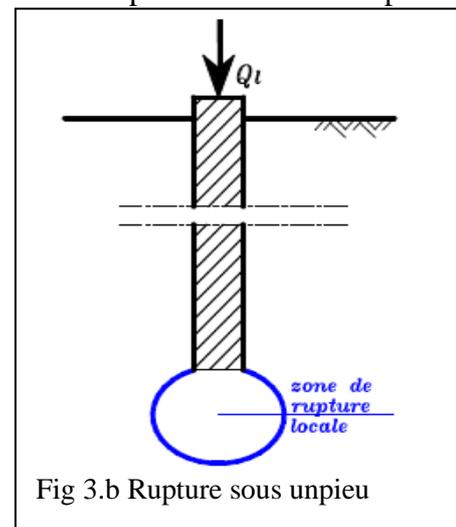
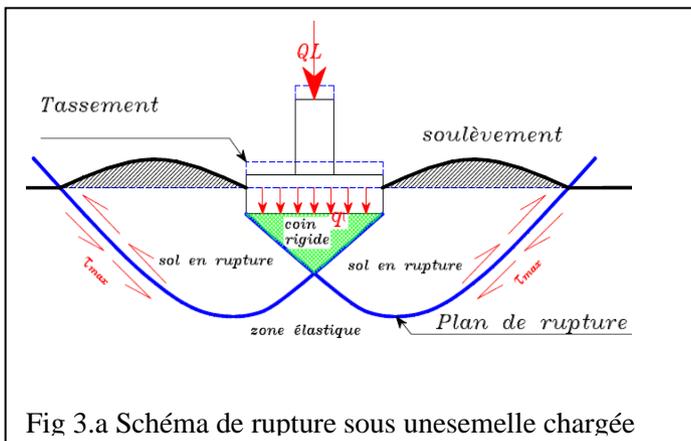
Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas fiable d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont excessifs) ou économique, la solution de fondation profonde est envisagée.

3.2. Comportement du sol sous fondation

De point de vue comportement mécanique, si l'on soumet une fondation à un chargement croissant, le sol est en équilibre élastique au début de l'application de la charge (faibles valeurs), lorsque la charge devient importante, le sol se met progressivement à l'équilibre plastique et au moment de la rupture :



- Dans le cas d'une semelle superficielle, il se produit un coin rigide sous la base de la semelle qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre (Fig3.a)
- Dans le cas d'une fondation profonde (pieu) on obtient une zone de rupture locale sous la pointe du pieu (Fig3.b)



Un projet de fondation est donc très délicat, il doit répondre à trois sortes de préoccupations :

- une bonne reconnaissance du sol support.
- les tassements doivent être inférieurs aux tassements admissibles définis pour l'ouvrage
- les contraintes doivent être compatibles avec la résistance à la rupture du sol : C'est le problème de la **capacité portante**.

La contrainte de cisaillement le long du plan de rupture est donnée par :

- Pour un sol pulvérulent : $\tau = \sigma \cdot \text{tg} \varphi$

- Pour un sol cohérent :

A court terme : $\tau = C_u$; en contrainte totale

A long terme : $\tau = c' + \sigma' \text{tg} \varphi'$; en contrainte effective

La **capacité portante** est la pression maximale que peut supporter le sol avant la rupture.

La **contrainte admissible** est la pression maximale qui puisse être appliquée par une structure sur le sol, sans qu'il y ait des tassements excessifs et des risques de rupture du sol.

3.3. Fondation superficielle :

La fondation superficielle est par définition, une fondation reposant à la surface du sol ou encastré à faible profondeur et lorsque la justification de la fondation ne prend en compte que la résistance du sol sous le niveau d'assise.

La détermination de la force portante ou pression admissible des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols, elle est la pression ou contrainte maximale qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol, pour cela deux types d'éléments sont à analyser :

-**La capacité portante** de fondation. C'est-à-dire vérifier les terrains et éventuellement le matériau de fondation qui peuvent effectivement supporter la charge transmise. La capacité portante est généralement déterminée à partir des propriétés mécaniques des terrains mesurées soit au laboratoire, soit in-situ

-**Le tassement** sous la fondation est très important.

Les fondations superficielles sont définies par les caractéristiques géométriques suivantes :

- La dimension minimale de la base de la fondation est appelée largeur notée **B** ;
- La profondeur d'encastrement **D** est la hauteur minimale de la base par rapport à la surface du sol après travaux de terrassement ;
- La longueur de la semelle ou plus grand côté d'une semelle est notée **L** ;
- Ancrage de la semelle **h**. il correspond à la hauteur de pénétration de la semelle dans la couche porteuse.

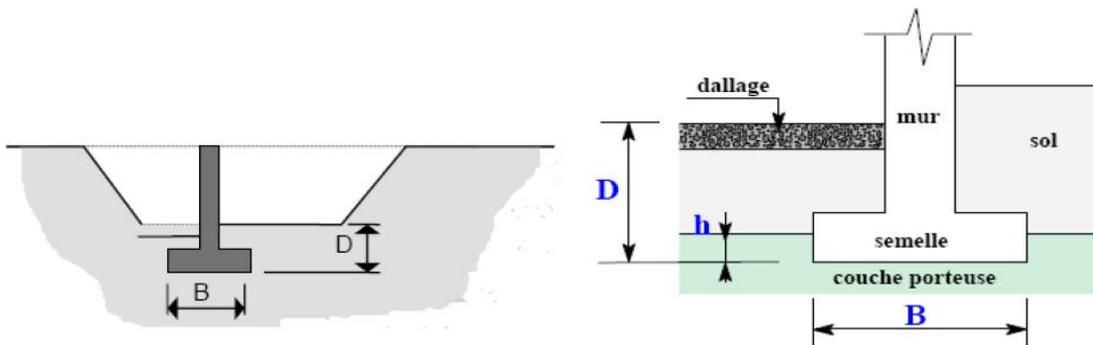


Fig.4: fondation superficielle.

3.4. Principaux types des fondations ou semelles superficielles

On distingue trois types de fondations superficielles selon la largeur **B** et la longueur **L** :

1-Les fondations filantes ou continues, si **B** est petite devant **L**, soit $L/B > 5$.

Lorsque la descente de charges n'est pas concentrée, on met logiquement en œuvre une semelle de type filante sous l'objet fondé ; -Exemple sous voile ou mur de soutènement ou plusieurs poteaux rapprochés.

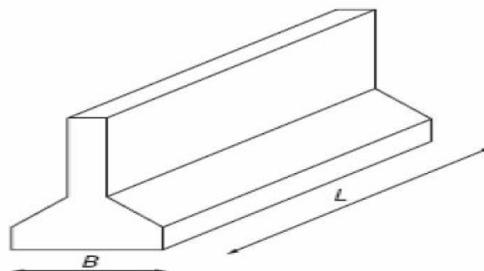


Fig 5 : Fondation filante

2- Les fondations isolées de forme rectangulaires, carrées ou circulaires dans le cas où $L/B \leq 5$, (la forme carrée $B=L$, rectangulaire $B < L < 5B$ et circulaire $B = 2R$). Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrine sous mur). -Exemple : une semelle sous un poteau.

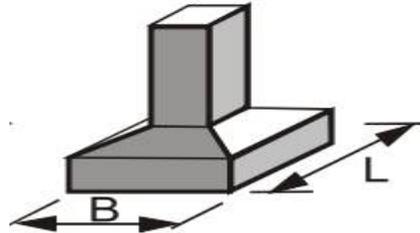


Fig 6. Semelle isolée

3- Les radiers ou dallages, est sous forme d'une dalle de grande dimension, ce type de fondation recommandée pour les sols de faible résistance ou lorsque la somme des surfaces de fondation dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage afin de faciliter les travaux de fondations.

Si la somme des surfaces des semelles isolées ou filantes $> (LxI)/2$ (surface au sol du bâtiment $/2$)

$$\sum S_i > (LxI)/2 \text{ (bâtiment)} \Rightarrow \text{RADIER}$$

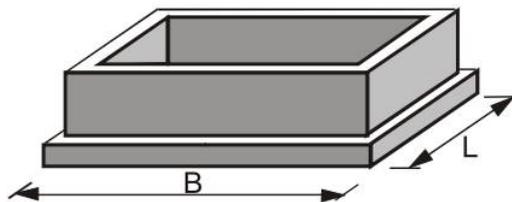


Fig7 : Fondation de type radier

3.5- Fonctions des fondations

Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage :

- Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations.
- Assurer la résistance des massifs de fondations.
- Vérifier la résistance du terrain de fondations.
- S'assurer de la durabilité des fondations.
- Trouver la solution la plus économique.

Le dimensionnement d'une fondation superficielle consiste donc à vérifier la stabilité de celle-ci et notamment que le sol de fondation est en mesure de supporter les sollicitations qui vont lui être appliquées. Il s'agit donc de vérifier que la capacité portante du sol de fondation est suffisante. Celle-ci dépend :

- Des caractéristiques de la fondation : longueur, largeur, inclinaison, mais aussi rigidité et surface de contact avec le sol.
- Des caractéristiques de la charge appliquée au sol : intensité mais aussi inclinaison et excentrement.
- Des caractéristiques mécaniques du sol, déterminées en place ou in situ.

3.6 Modes de rupture du sol sous une fondation Superficielle

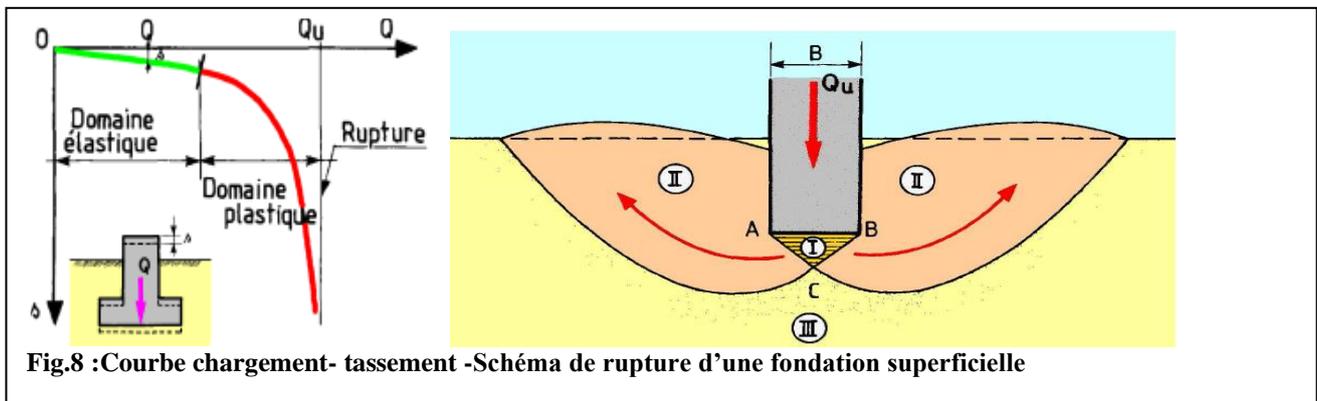
En réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, on constate qu'au début du chargement, le comportement est linéaire et élastique. Le tassement augmente linéairement en fonction du chargement. Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence d'une charge ultime Q_u pour laquelle il y a **poinçonnement du sol**.

Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure, il est en **rupture**. Cette charge est la capacité portante de la fondation (q_u) qui est la charge ultime (Q_u) divisée par la surface d'appui S .

$$q_u = Q_u / S$$

Si le sol sous la base de la fondation est formé d'un sol ferme, il y a formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface.

L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants. On définit 3 zones :



- **Zone I** : située directement sous la semelle. Cette zone formée d'un coin délimité par les points A, B et C est fortement comprimée et se déplace avec la semelle.

- **Zone II** : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface.

Les déplacements et cisaillements sont importants, il s'y produit une rupture généralisée.

- **Zone III** : Les zones externes ne sont soumises qu'à des contraintes faibles, il n'y a pas de rupture.

3.7 Théorie de la capacité portante

La capacité portante ultime d'une fondation superficielle étant définie comme la charge maximale que peut supporter le sol, elle dépend de plusieurs facteurs qui sont les propriétés mécaniques ou paramètres de la résistance au cisaillement, (la cohésion (c) et angle de frottement interne (ϕ) mesurées soit au laboratoire, soit in-situ), la forme et les dimensions des fondations ainsi que la profondeur à laquelle elles prennent appui.

Pour calculer la capacité portante ultime on considère le principe de superposition de Terzaghi (1948) cas d'une **semelle filante** soumise à une charge verticale centrée reposant sur un massif semi infini et homogène horizontale. Il définit les paramètres géométriques de la fondation superficielle comme suite :

$B \leq D$ (B : Largeur de la semelle), D Profondeur de l'ancrage.

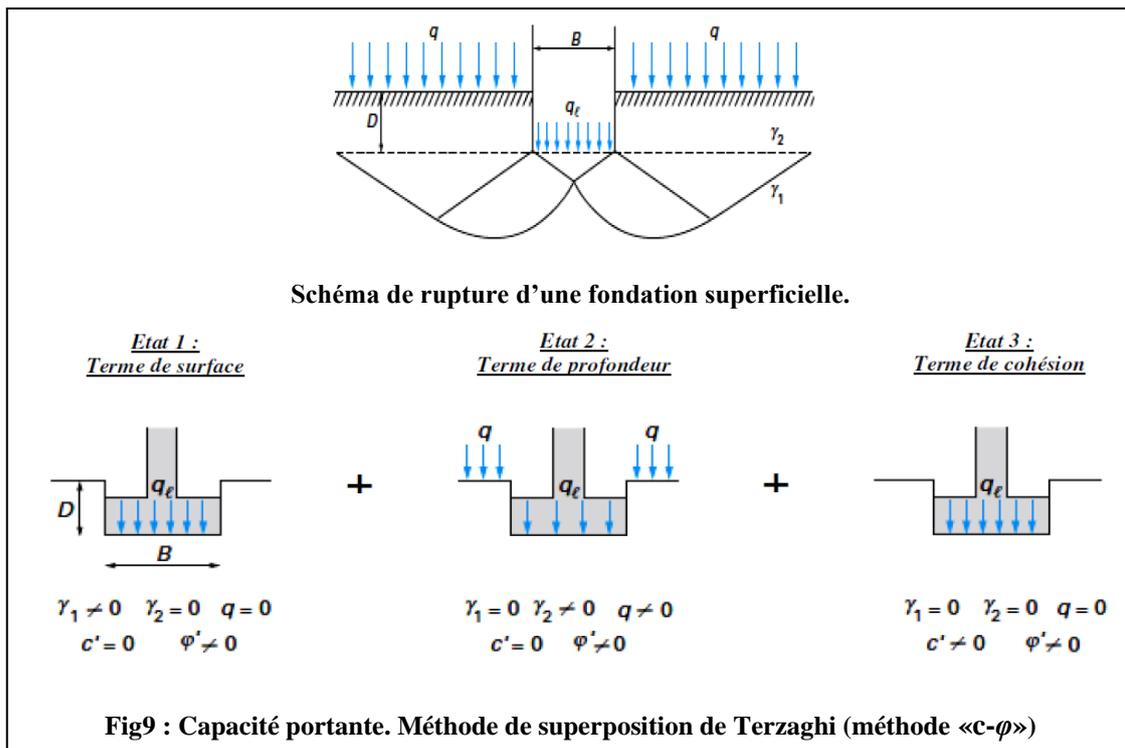
La contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q + c N_c (1)$$

Soit : $q_u = q_\gamma + q_D + q_c$

γ_1 : poids volumique du sol sous la base de la fondation ;

γ_2 : poids volumique du sol latéralement à la fondation ;



- ✓ **Etat 1 :** le premier terme ($\frac{1}{2}\gamma_1 B N_\gamma$) est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation **B** et du poids volumique du sol γ_2 sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;
- ✓ **Etat 2 :** le deuxième terme ($\gamma_2 D N_q$) est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement.
- ✓ **Etat 3 :** le troisième terme ($c N_c$) est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;

Où :

N_γ, N_q, N_c sont les facteurs de portance dépendent de l'angle interne de frottement ϕ .

Prandtl a donné

✓ $N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \text{tg}\phi}$.

✓ $N_c = \left(\frac{N_q - 1}{\text{tg}\phi}\right)$.

Et Vesic a donné (l'Eurocode 7)

✓ $N_\gamma = 2(N_q - 1) \text{tg}\phi$.

Φ°	N_γ	N_q	N_c
0	0	1.0	5.14
5	0.1	1.6	6.5
10	0.5	2.5	8.4
15	1.4	4.0	11
20	3.5	6.4	14.8
25	8.1	10.4	20.7
30	18.1	18.4	30
35	41.1	33.3	46
40	100	64.2	75.3
45	254	135	134

Le tableau de quelques valeurs pour les facteurs de portance
Selon le D.T.U

Tout ce qui a été développé ci-dessus concerne les fondations superficielles continues soumises à une charge centrée. Cependant, pour les autres cas possibles (charge inclinée, charge excentrée, fondation isolée, etc.), il n'y a pas de consensus sur un mécanisme de rupture bien déterminé, et il n'existe pas non plus de formules donnant les facteurs de capacité portante. Mais pour palier au besoin d'avoir une capacité portante pour le dimensionnement des fondations, il a été proposé d'introduire des coefficients correcteurs, et de multiplier les facteurs de capacité portante de la fondation filante de référence par ces coefficients et qui sont soit minorateurs, soit majorateurs. Ces coefficients correcteurs sont choisis de manière empirique à partir de résultats d'essais de laboratoire sur modèles réduits, d'essais en centrifugeuse ou d'essais en vraies grandeurs.

3.7.1 Influence de la forme de la fondation

Afin de tenir compte de la forme de la fondation, la relation proposée pour la capacité portante ultime est modifiée à l'aide de coefficients multiplicatifs s_γ , s_c , et s_q et prend la forme suivante:

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma S_\gamma + \gamma_2 D N_q S_q + C N_c S_c$$

Les valeurs de ces coefficients multiplicateurs sont données dans les tableaux ci-dessous :

Fondation	Rectangulaires ou carrées ($\frac{B}{L} = 1$)	Circulaires
$S_\gamma (1)$	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8
S_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2
S_q	1	1
(1) Conditions drainées, seulement		

Tableau : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi.

Pour une semelle rectangulaire $B \times L$. $q_u = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma (1 - 0,2 \frac{B}{L}) + \gamma_2 D N_q + c N_c (1 + 0,2 \frac{B}{L})$

Pour une semelle carrée $B \times B$. $q_u = 0,4 \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q + 1,2 c N_c$

Pour semelle circulaire diamètre B . $q_u = 0,3 \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q + 1,3 c N_c$

3.7.2- Influence de l'excentrement de la charge

Si la charge a un excentrement (e) parallèle à B , alors on remplace dans tout ce qui précède la largeur B par une largeur réduite donnée par :

$$B' = B - 2e$$

Si l'excentrement (e') est parallèle à la dimension L alors on remplace la longueur L par une longueur réduite : $L' = L - 2e'$

L'aire réduite A' de la fondation est donnée par la formule suivante :

$$A' = L'B'$$

La capacité portante totale est alors obtenue par :

$$Q_1 = q_1 B' L' \rightarrow \text{pour une fondation rectangulaire ou carrée.}$$

$$Q_1 = q_1 \pi B' \frac{B}{4} \rightarrow \text{pour une fondation circulaire.}$$

Avec :

q_1 : contrainte de rupture incluant tous les coefficients correctifs éventuels.

B' : largeur ou diamètre réduit (ou effectif) dans le cas de l'excentrement.

L' : Longueur réduite (ou effective) dans le cas de l'excentrement.

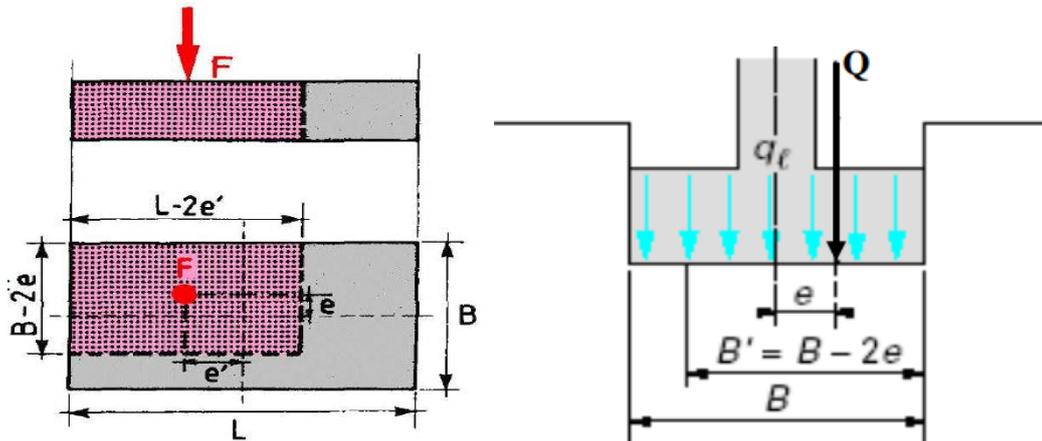


Fig10 : Excentrement de la charge.

3.7.3 - Influence de l'inclinaison de la charge

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale, il y a lieu d'appliquer la relation suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma . S_\gamma . i_\gamma + \gamma_2 D N_q . S_q . i_q + c N_c . S_c . i_c$$

Avec :

i_γ , i_q et i_c : Coefficients minorateurs (inférieurs à 1).

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à B (figure ci-dessous) d'angle « δ » par rapport à la verticale.

Le DTU 13.12 propose les relations suivantes pour les coefficients i_γ , i_c et i_q dues à Meyerhof:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \text{ pour } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \text{ si } \varphi = 0$$

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

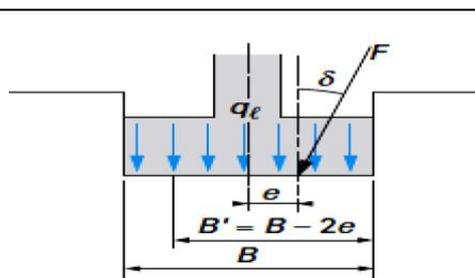


Fig11 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B.

3.8. Justification de la fondation en fonction du type de sol

3.8.1 Cas des sols fins ou cohérent

Le comportement des sols fins saturés (telles que les argiles) vis-à-vis de la résistance au cisaillement, est différent suivant qu'ils sont sollicités en conditions **non-drainées (à court terme)**, ou **drainées (long terme)**.

a) Calcul à court terme

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée c_u .

On prend : $c = c_u$ et $\varphi = 0$.

$$\text{On a } N_\gamma = 0, N_q = 1 \text{ et } N_c = \pi + 2$$

donc pour une semelle filante :

$$q_u = c_u N_c + \gamma_2 D = (\pi + 2) c_u + \gamma_2 D$$

Avec :

γ_1 : est le poids volumique total du sol latéral.

b) Calcul à long terme

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont : $c = c'$ et $\varphi = \varphi'$. Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_2' B N_\gamma + c' N_c + \gamma_1' D N_q$$

Avec : γ_1' et γ_2' poids volumiques déjaugé.

3.8.2 Cas des sols grossiers ou pulvérulent (tels que les sables)

Pour les sols pulvérulents, le calcul de la capacité portante se fait de la même façon à court terme et **à long terme**. Il est effectué en conditions drainées.

$$c = c' = 0 \text{ et } \varphi = \varphi'$$

$$\text{D'où : } q_u = \frac{1}{2} \gamma_1' B N_\gamma + \gamma_2' D N_q$$

NB : Le dimensionnement à court terme est généralement plus défavorable que celui à long terme.

3.9- Capacité portante admissible d'une fondation superficielle

C'est la contrainte qu'on peut appliquer sur le sol sans qu'il y ait un risque de rupture du sol. Elle est déterminée à partir de la capacité portante nette, en faisant intervenir un coefficient de sécurité égal à 3.

$$q_{\text{net}} = q_u - \gamma_2 D$$

$$\text{On a : } q_{\text{adm}} = \gamma_1 D + q_{\text{net}}/F_s \text{ soit } q_{\text{adm}} = \gamma_2 D + (q_u - \gamma_2 D)/F_s$$

Avec : F_s : coefficient de sécurité pris, en général, égal à 3.

Justification d'une fondation superficielle

Etats limites

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites. Par conséquent, on distingue :



- les **états limites de service (ELS)** au-delà desquels l'ouvrage ne serait plus susceptible de remplir sa fonction (par exemple déformations excessives),
- les **états limites ultimes (ELU)** au-delà desquels il y a risque de rupture.

Pour chacun des états limites (ELU et ELS) on doit, former des **combinaisons d'actions** afin de déterminer le **torseur des actions** (forces avec ses composantes verticale et horizontale, et moment) **appliqué par la fondation sur le sol**.

Vérification de la stabilité de fondation

En se basant sur les mécanismes de rupture se développant dans le sol sous une fondation dont les paramètres de résistance au cisaillement sont c (cohésion) et ϕ (angle de frottement) et en utilisant la théorie de calcul à la rupture on pourrait estimer la charge de rupture. Le dimensionnement d'une fondation superficielle est comme suit :

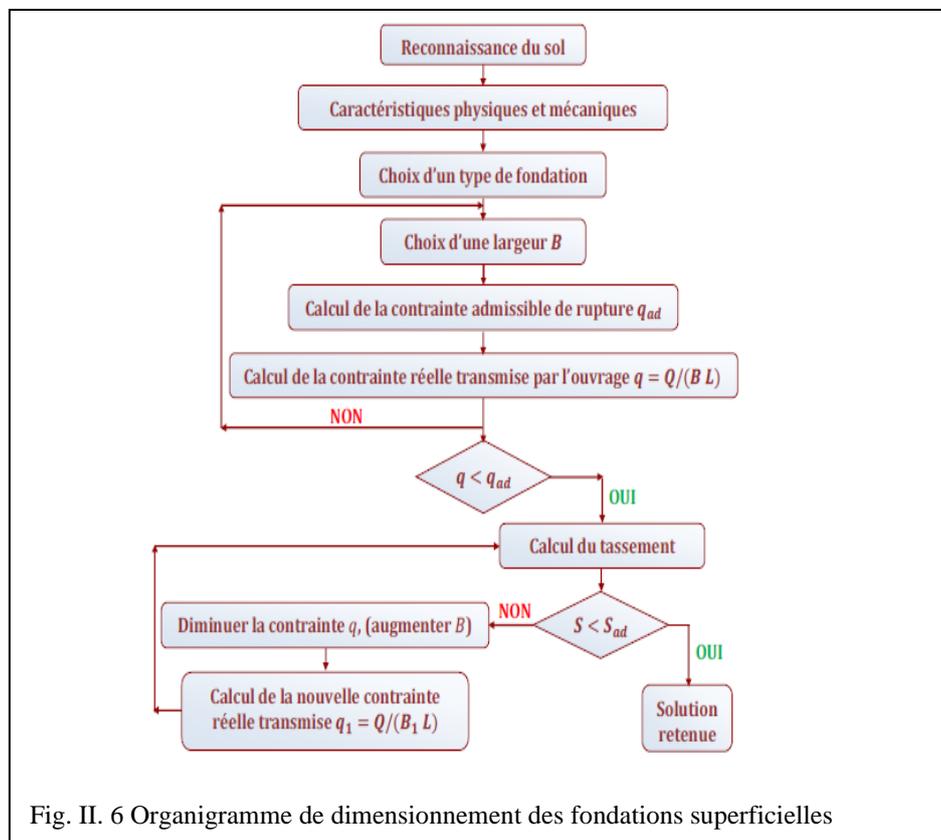


Fig. II. 6 Organigramme de dimensionnement des fondations superficielles

Les valeurs de la capacité portante :

Après de nombreuses expériences sur la plupart des sols, des *valeurs de la capacité portante* q_{ad} ont été établies (bars $\text{Kg/cm}^2 = 100\text{KN/m}^2$)

SOLS	CAPACITE PORTANTE
Argile molle	100 kPa (1 bar)
Argile moyennement consistante	200 kPa
Argile raide	300 kPa
Sable lâche	200 kPa
Sable compact	400 kPa
Roche tendre	1000 kPa (10 bars)

Le tableau ci-dessous indique les valeurs à retenir pour les facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7 :

ϕ	N_c	N_q	N_y	$N_y (EC7)$	ϕ	N_c	N_q	N_y	$N_y (EC7)$
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	30	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	35	46.12	33.30	48.03	45.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	40	75.31	64.20	109.41	106.05
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	45	133.87	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	266.88	319.06	762.86	758.09

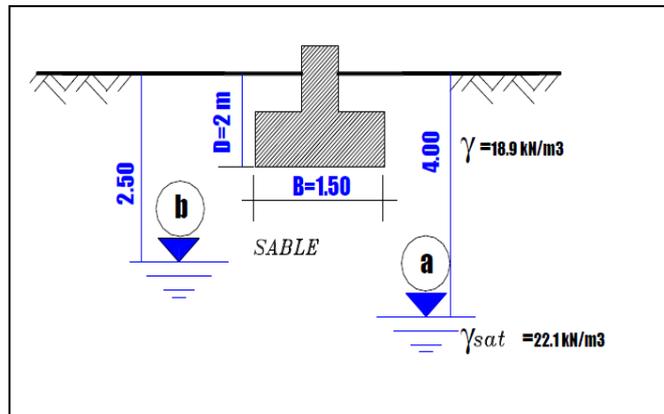
TD

Exercice 1

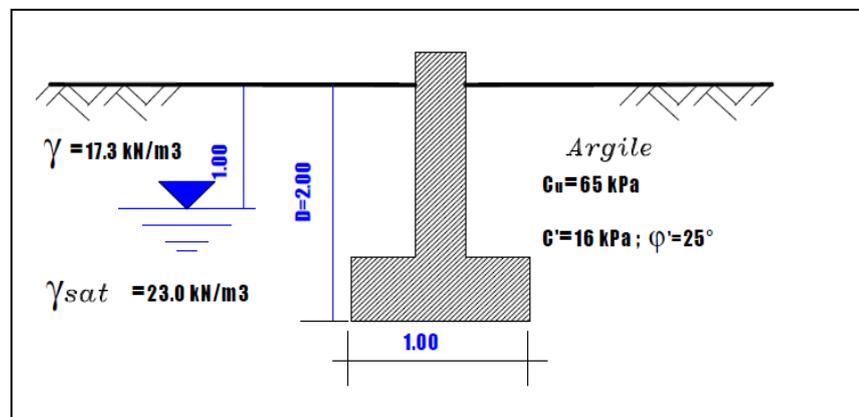
Calculer la capacité portante sous la semelle filante de 1,50 de largeur reposant sur un sable, dans les deux cas comme l'indique la figure:

- La nappe est au niveau (a).
- La nappe est au niveau (b).

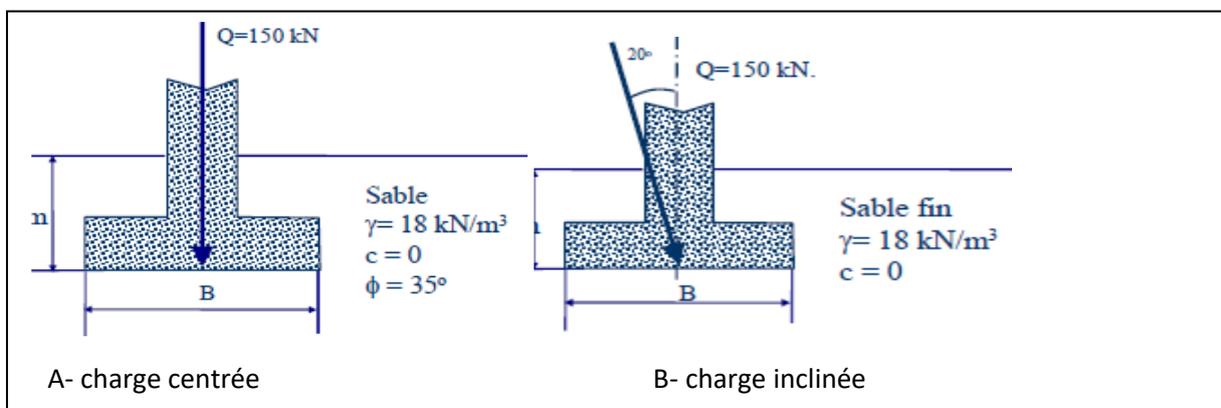
L'angle de frottement interne du sol est 30°

**Exercice 2**

Une semelle filante de 1 m de largeur repose sur une argile saturée. Calculer la capacité portante admissible de l'argile à court et à long terme en utilisant un coefficient de sécurité égal à 3.

**Exercice 3**

- A) Pour les conditions montrées à la figure suivante, déterminer la largeur B d'une fondation carrée pour un facteur de sécurité égale à 3 et une profondeur $D=1$ m.
- B) Pour le cas d'une charge inclinée



Solution des exercices :

Exercice1

Nappe en (a) :

La nappe phréatique se trouve sous la profondeur d'influence de la semelle

 $H_w > (D+B)$ puisque $4 > (2+1.5)$ Pour $\varphi = 30^\circ$ selon abaques 6-1, on a : $N_\gamma = 18.10$, $N_q = 18.4$, $N_c = 30.00$

Les facteurs de formes pour une semelle filante sont égaux à 1. Pas de facteurs d'inclinaison, ni d'excentricité. D'où :

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + (q_{net} / F_s) \quad \text{telle que } q_{net} = q_u - \gamma \cdot D \quad \text{et } F_s = 3$$

$$q_l = 0.5\gamma B N_\gamma + \gamma D N_q + c N_c; \quad \text{pour } c=0$$

$$q_l = (1/2 \cdot 18.9 \times 2 \times 18.1) + (18.9 \times 2 \times 18.4) = 1037.61 \text{ kPa.}$$

$$q_{net} = 1037.61 - (18.9 \times 2) = 999.81 \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = 999.81/3 + (18.9 \times 2) = 371.07 \text{ kPa}$$

Nappe en (b) :

La nappe phréatique se trouve à une profondeur intermédiaire entre la profondeur de la semelle et la profondeur d'influence de la semelle. Il faut alors déjauger le sol dans le terme de surface.

$$q_l = 0.5\gamma' B N_\gamma + \gamma D N_q = 856.60 \text{ kPa}; \quad \text{avec } \gamma' = \gamma - \gamma_w$$

$$q_{net} = 856.6 - 8.9 \times 2 = 838.8 \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = 297.4 \text{ kPa}$$

Exercice2 :

A court terme:

$$\varphi_u = 0 \quad \text{on a : } N_\gamma = 0, N_q = 1, N_c = 5.14$$

$$q_l = 0.5\gamma B N_\gamma + \gamma D N_q + c N_c = 374.4 \text{ kPa}$$

$$q_{adm} = 151.67 \text{ kPa}$$

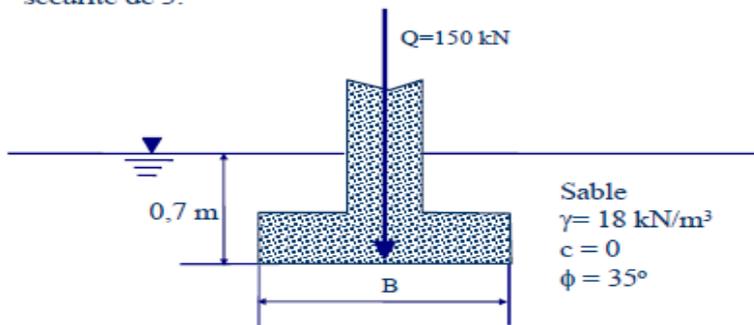
A Long Terme:

$$\varphi' = 25^\circ \quad \text{on a : } N_\gamma = 8.10, N_q = 10.70, N_c = 20.70$$

$$q_{adm} = 255.16 \text{ kPa}$$

Exemple No3

Pour les conditions montrées à la figure suivante, déterminer la largeur B d'une fondation carrée pour un facteur de sécurité de 3.

Réponse (semelle carrée):

$$\begin{aligned} \text{a) } q_{ult} &= cN_c \cdot Sc + \gamma D N_q \cdot Sq + \gamma B N_\gamma S_\gamma / 2 \\ \phi = 35^\circ & \text{ --- } N_c = 46; N_\gamma = 34; N_q = 33 \\ & Sc = 1,2; S_\gamma = 0,6; Sq = 1,2 \\ q_{ult} &= 0 \cdot 46 \cdot 1,2 + (18-10) \cdot 0,7 \cdot 33 \cdot 1,2 \\ & \quad + (18-10) \cdot B \cdot 34 \cdot 0,6 / 2 \\ q_{ult} &= 221,8 + 81,6B \end{aligned}$$

$$Q = B^2 \cdot q_{adm} = 150 \text{ kN}$$

$$q_{ult} = 3 \cdot q_{adm} = 450 / B^2$$

$$221,8 + 81,6B = 450 / B^2$$

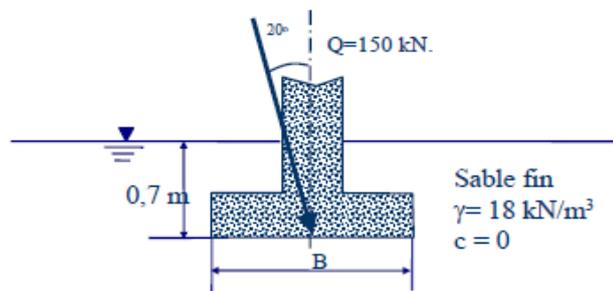
$$81,6B^3 + 221,8B^2 - 450 = 0;$$

Par essai et erreur ($B=1,25 \rightarrow$

$$55,9; B=1,2 \rightarrow 10,4; \quad \mathbf{B = 1,19 \text{ m}}$$

Exemple No6

Pour les conditions montrées à la figure suivante, déterminer la largeur B d'une fondation carrée pour un facteur de sécurité de 3.



Profondeur (m)	N	Profondeur (m)	σ'_0	N_{corr}
1,5	3	1,5	12	5
3,0	6	3,0	24	9
4,5	9	4,5	36	12
6	10	6	48	12
7,5	10	7,5	60	12
9	8	9	72	11

$N_{min} = 8$

$N_{max,corr} = 10$

Réponse :

Pour $N = 8$ et $N_{corr} = 10$; $\phi = 30^\circ$

$$a) \quad q_{ult} = cN_c \cdot Sc \cdot ic + \gamma DN_q \cdot Sq \cdot iq + \gamma BN \gamma_s \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma / 2$$

$$N_c = 30; N_\gamma = 15; N_q = 18$$

$$Sc = 1,2; S_\gamma = 0,6; Sq = 1,2$$

$$ic = 0,605; i_\gamma = 0,11; iq = 0,605$$

$$q_{ult} = 0 \cdot 30 \cdot 1,2 \cdot 0,605 + (18 - 10) \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1,2 \cdot 0,605 + (18 - 10) \cdot B \cdot 15 \cdot 0,6 \cdot 0,11 / 2$$

$$q_{ult} = 73,2 + 3,96B$$

$$Q = B \cdot q_{adm} = 150 \text{ kN/m lin.}$$

$$q_{adm} = Q / B = 150 / B^2$$

$$F.S = q_{ult} / q_{adm}$$

$$q_{ult} = 3 \cdot q_{adm} = 450 / B^2$$

$$73,2 + 3,96B = 450 / B^2$$

$$73,2B^3 + 3,96B^2 - 450 = 0$$

par essai et erreur $B = 1,815 \text{ m}$

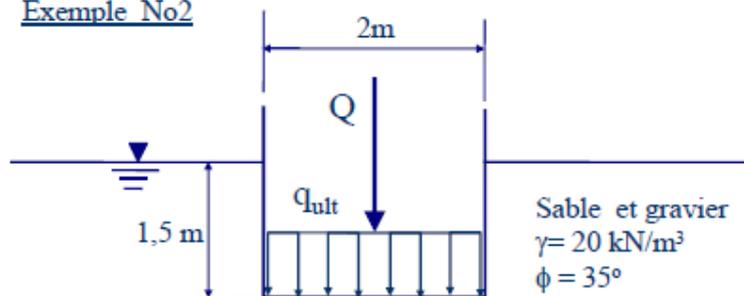
Zone d'influence : $(0,7 + 3) = 3,7 \text{ m}$

$N_{corr} = 8,7$ (pour 4,5) ok.

b) il faut aussi vérifier le glissement = 1,58 (ok)

27

Exemple No2



- Quelle charge sera-t-il possible de transmettre à la base de la semelle sans qu'il se produise de rupture?
- Qu'arrivera-t-il si la nappe d'eau est à une profondeur d'au moins 4 mètres sous la semelle?

Réponse :

$$a) \quad q_{ult} = cN_c + \gamma DN_q + \gamma BN \gamma / 2$$

$$\phi = 35^\circ \text{ --- } N_c = 46; N_\gamma = 34; N_q = 33$$

$$q_{ult} = 0 \cdot 46 + (20 - 10) \cdot 1,5 \cdot 33 + (20 - 10) \cdot 2 \cdot 34 / 2 = 835 \text{ kPa}$$

$$Q = B \cdot q_{ult} = 835 \cdot 2 = 1670 \text{ kN/m lin}$$

$$b) \quad q_{ult} = 0 \cdot 46 + (20) \cdot 1,5 \cdot 33 + (20) \cdot 2 \cdot 34 / 2 = 1670 \text{ kPa}$$

$$Q = B \cdot q_{ult} = 1670 \cdot 2 = 3340 \text{ kN/m lin}$$