

CHAPITRE I :**CALCUL ET CONCEPTION DES FONDATION SUPERFICIELLES****I.1-Généralités :**

La fondation par définition est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable, les efforts appliqués au sol sont donc inclinés.

I.1.1-Types de fondations

Selon le mode de transmission des charges des superstructures (constructions et ouvrage) aux sol d'assise, on distingue deux type de fondations, les fondations superficielles, et les fondations profondes. Si les efforts sont reportés à la surface du sol, les fondations sont dites superficielles, elles sont ancrées à une profondeur proche de la surface ou parfois carrément à la surface du sol, si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira d'une fondation semi-profonde (type puits), ou profonde (type pieux) (Figure I.1)

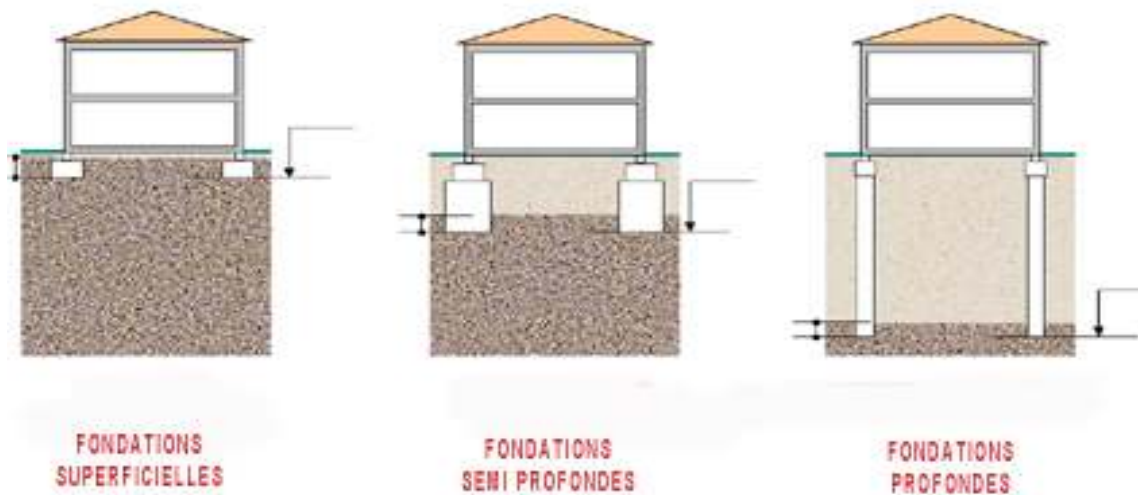


Figure I.1 – Trois type de fondations

Dans la littérature, on peut distinguer 3 types s de fondation en fonction du rapport (D/B figure I.1)

Avec : H est la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol ;

B est la larguer (diamètre) de la fondation.

Lorsque :

- $H/B < 2$, on est dans le cas d'une fondation superficielle :
- $2 < H/B < 6$ Fondation semi-profonde
- $H/B > 6$ et $D > 3\text{m}$: Fondation profonde

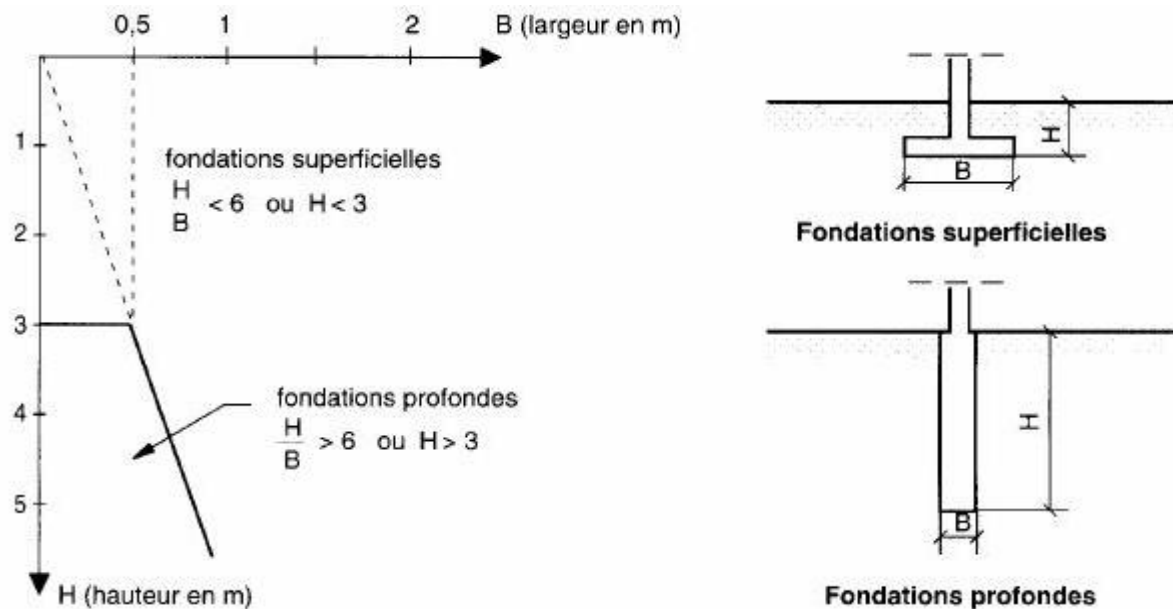


Figure I.2 : Différents Types De Fondations Superficielles

I.2-Choix du type de fondation

Afin de résoudre le problème de fondation d'un ouvrage quelconque, on doit s'assurer que la capacité portante du sol de fondation est bien compatible avec les charges transmises par la fondation. Par la suite, on doit s'assurer que le tassement de la fondation reste admissible. Si le tassement est excessif, on doit résoudre ce problème soit en renforçant le sol soit en changeant le type de fondation.

Pour le choix du type de fondation à adopter comme solution, on implante généralement notre fondation en fonction de la nature du sol support, tout en gardant comme il est montré sur la figure ci-dessus Figure I.3.

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à proposer en premier lieu, une fondation superficielle. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique. Dans ce cas on propose des solutions, en fondations profondes, sous forme de puits ou pieux ancrés jusqu'au bon sol (substratum), comme il est illustrés sur la figure I.3.

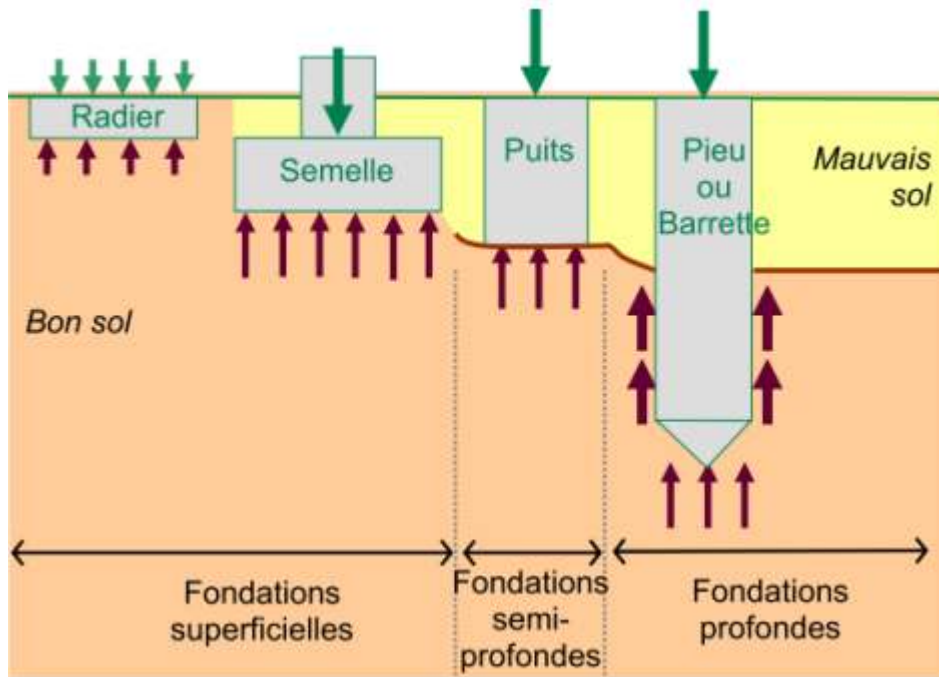


Figure I.3- Choix des fondations en fonction de la nature partante du sol (résistance).

Les figures ci-dessous (Figure I.4 et I.5) montrent deux types d'instabilité par rupture et par poinçonnement différentiel d'un pont et d'une tour, causées à par diverses facteurs (manque d'étude, sous dimensionnement, pathologique ,etc...).



Figure 1.4 – Poinçonnement (enfoncement vertical) d'une pile de pont.



Figure 1.5--Inclinaison de la tour de Pise (Italie) due au tassement de la fondation.

I.2.1-Fondation superficielles :

Les fondations superficielles sont des ouvrages simples et d'exécution facile, dans notre étude, on s'intéresse à la fondation superficielle. Dans cette catégorie de fondation, on peut citer 3 types de semelles. En fonction de la forme de la fondation ; on distingue les semelles filante (linéique), semelle isolée avec des formes différentes (rectangulaire, carré ou circulaire), et aussi sous forme de radier générale comme il est illustré sur les figures ci-dessous. (Figure I.6)

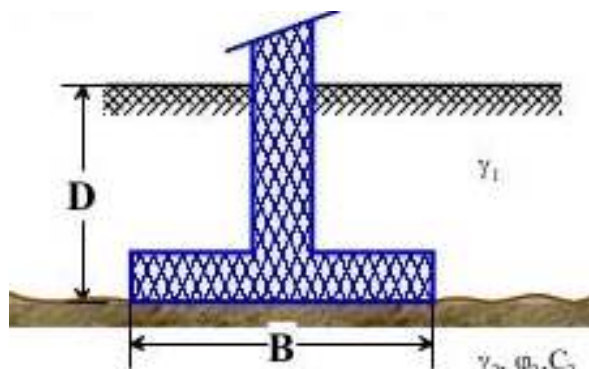


Figure I.6 - Schéma type d'une fondation superficielle

I.2.2.-Les fondations filantes

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'objet fondé.

Les fondations filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées) (Figure I.7);

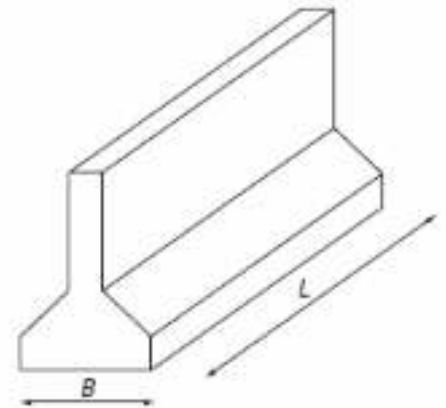


Figure I.7- : Semelle filante

I.2.3 - Les fondations isolées

On entend par isolée, une fondation présentant une géométrie proche du carré (ou du rond). Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs).- Exemple : Une semelle sous un poteau.

Les fondations isolées, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B). (Figure I.8)

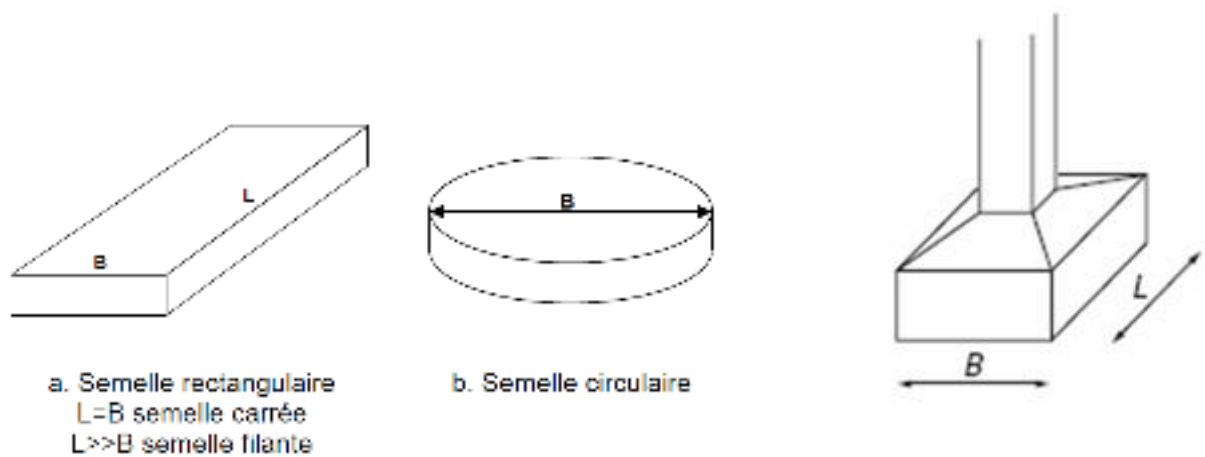


Figure I.8- Différentes Types de fondations isolées (Magnan 2003).

I.2.4- Les radiers ou dallages

Les radiers ou dallages ont des dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut

Les radiers généraux. Comme il est montré dans la figure I.9

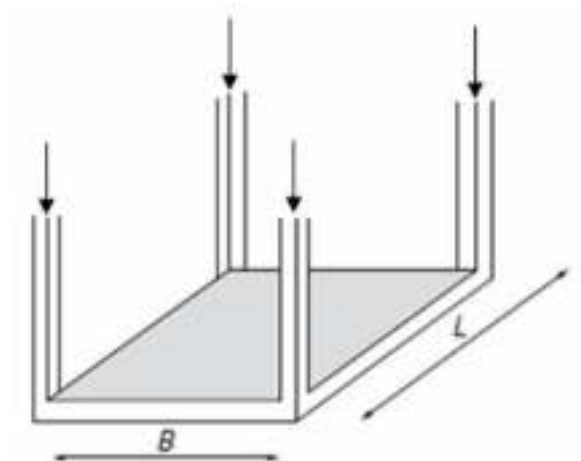


Figure I.9 - Fondation sur radier

I.3-CAPACITÉ PORTANTE ET MÉCANISME DE RUPTURE

I.3.1-Capacité portante ultime (limite) :

Par définition la capacité portante est obtenue en réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, où on constate qu'au début du chargement, le comportement est linéaire. Le tassement augmente linéairement en fonction du tassement. Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence d'une charge ultime Q_l pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime Q_l .

On peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre.

Cette charge est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime). Figure I.10, d'après Roger Frank.

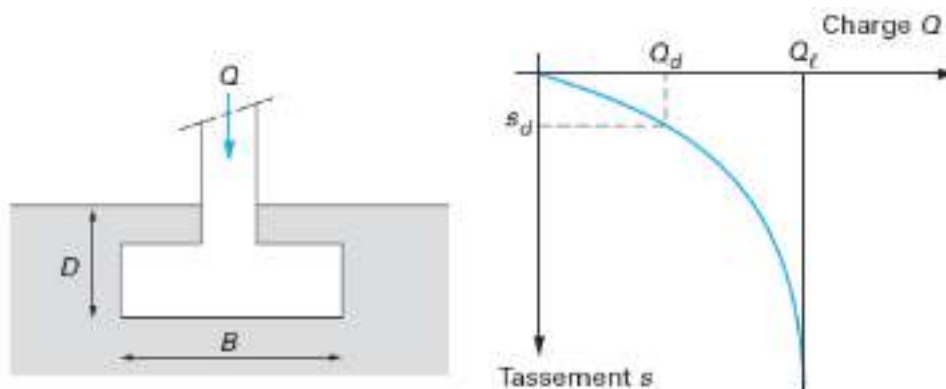


Figure I.10 : Capacité portante sous charge verticale et centre

I.3.2-Capacité portante admissible (Q_a)

Le dimensionnement des fondations d'un ouvrage consistera que l'on reste au deçà de cette charge limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité pris égale généralement à $F_s = 3$, et que les tassements correspondants soient admissibles.

$$Q_d = Q_l / F_s$$

Q_d charge admissible ou charge de travail ou charge de service.

$Q_d / (BL) = q_d$ contrainte admissible ou taux de travail.

$Q_l / (BL) = q_l$ contrainte de rupture.

F_s coefficient de sécurité global généralement égal à 3.

Le tassement total « S_t » pour une fondation est la somme des tassements suivants :

- Tassement élastique ou instantané S ;
- Tassement par consolidation S_c (pour une couche d'argile au dessous du niveau de la nappe phréatique) et située à une faible et raisonnable profondeur sous la fondation.

I.3.3-Mécanismes de ruptures

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.

Selon l'état de compacité du sol, le mécanisme de rupture se développant dans le sol sous une fondation quand la charge limite est atteinte prends trois formes (figure I.11) :

- Avec un sol dense, on observe un mécanisme de rupture générale ;
- Quand on à un sol de faible compacité, la charge limite est associée à un mécanisme de rupture par poinçonnement ;
- A un état de compacité intermédiaire du sol correspond un mécanisme de rupture locale.

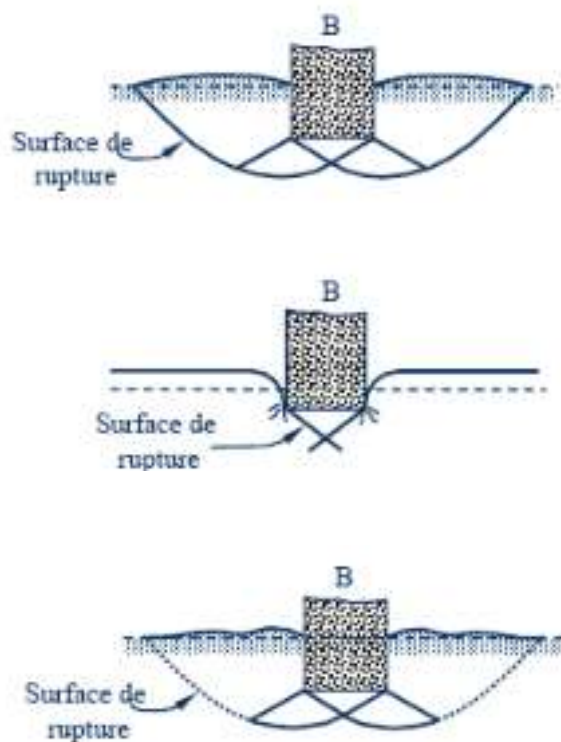


Figure I.11- Évolution du mécanisme de rupture en fonction des types de sols.

I.3.4-La forme d'un mécanisme de rupture :

Des études sur des modèles réduits ont permis de définir 3 zones de sol dans lesquelles le Comportement est différent en phase de rupture (Figure I.12) :

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 est refoulé vers la surface; les déplacements et cisaillements sont très importants. Il s'y produit une rupture généralisée.

Zone III : le sol est peu ou pas perturbé par la rupture.

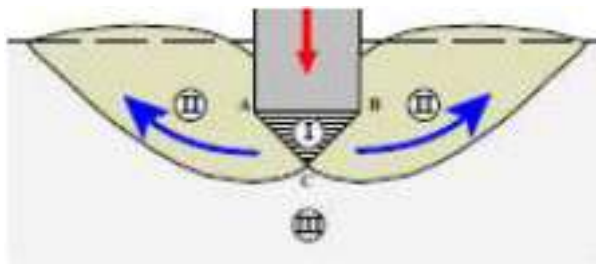


Figure I.12- Mécanisme de rupture local sous une semelle filante

La charge limite de la fondation est déterminée en superposant trois états :

I.4-CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE D'UNE SEMELLE FILANTE

I.4.1-État de connaissance :

Les méthodes de calcul des fondations superficielles ont été développées progressivement depuis le début du vingtième siècle par précurseurs (Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen, Caquot, de Beer..).

L'évolution de la théorie de la plasticité vers les années 1950, a offert des nouveaux outils d'analyse qui proposent un nouveau regard sur les méthodes de calcul classiques (Salençon, 1974 ; Chen, 1975

L'analyse limite et sa généralisation, le calcul à la rupture, définissent des règles d'encadrement des charges limites par une approche dite statique et une approche dite cinématique.

Sous certaines conditions, ces deux approches convergent vers une solution unique, qui est à la fois statiquement et cinématiquement admissible, c'est à dire vérifie toutes les conditions aux limites imposées et respecte les critères de stabilité des matériaux. (Magnan 2003).

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles, est influencé par les paramètres suivants :

- la forme des fondations (semelles filantes, carrées, rectangulaires ou circulaires),
- l'inclinaison du sol ou de la fondation (sol horizontal, sol incliné, bord de talus, fondation inclinée) comme il est illustré sur la figure I.13

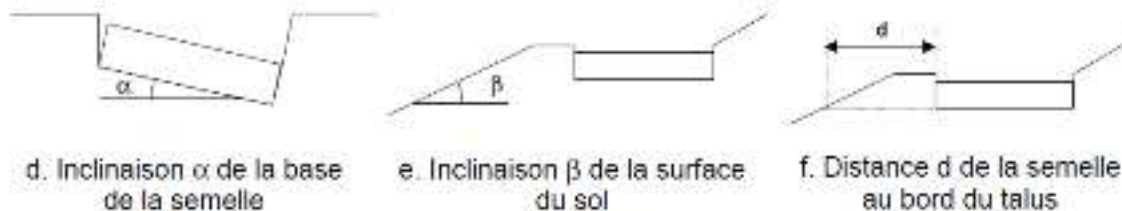


Figure I.13- différents type d'inclinaison des fondations superficielle

- la géométrie et les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol stratifié, sol cohérent, sol cohérent et frottant),
- les conditions de contact entre semelle et sol (contact rugueux, contact lisse),
- les caractéristiques de la charge appliquée (charge verticale centrée, excentrée, inclinée),
- l'influence de l'eau (présence d'une nappe à différentes profondeurs).

I.4.2.-CAPACITÉ PORTANTE D'UNE FONDATIONS SUR SOL HOMOGENÈ

❖ Cas1- Charge verticale et centrée

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous une charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi) :

$$ql = 1/2 \gamma_1 B N \gamma(\phi) + c N c(\phi) + (q + \gamma_2 D) N q(\phi)$$

Avec :

ql : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) ;

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

γ_2 : poids volumique du sol latéralement à la fondation ;

q : surcharge verticale latérale à la fondation ;

c : cohésion du sol sous la base de la fondation ;

B : largeur de la fondation ;

D : profondeur d'encastrement de la fondation (profondeur à laquelle se trouve la base de la fondation).

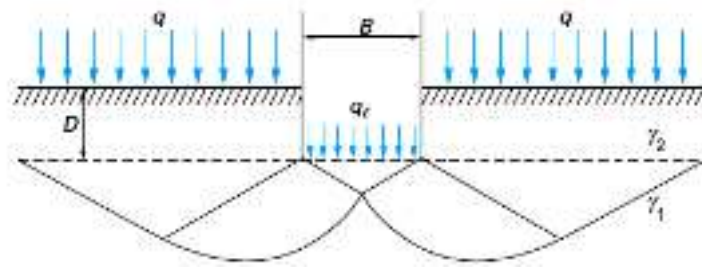


Figure I.14 – (a) Schéma de rupture d'une fondation superficielle.

$N\gamma(\phi)$, $Nc(\phi)$ et $Nq(\phi)$ sont des facteurs de portance qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne ϕ du sol sous la base de la fondation.

Les différents termes sont les suivants :

- le premier terme $1/2\gamma_1BN\gamma(\phi)$ est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique γ_1 du sol sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;
- le deuxième terme $cNc(\phi)$ est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;
- le troisième terme $(q+\gamma_2D)Nq(\phi)$ est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

La méthode de superposition de Terzaghi consiste donc simplement à additionner ces trois termes. On peut, en effet, montrer qu'elle donne une valeur par défaut de la charge limite et l'approximation faite est du côté de la sécurité. (figure I.15).



a-action du poids volumique du sol



b-L'action des terres et surcharges



c-L'action de la cohésion

Figure I.15-Principe de superpositions des actions d'après Terzaghi.

Expressions des facteurs de portance :

Dans la littérature, la détermination de ces facteurs est basée sur plusieurs travaux théoriques de plusieurs auteurs, utilisant la méthode des caractéristiques, de l'équilibre limite et de l'analyse limite. Ici on résume les solutions les plus connues dans la littérature :

Les valeurs des facteurs de portance N_c et N_q d'après Prandtl (1920) et Reissner (1924), et enfin N_γ d'après Meyerhof (1963), sont exprimés par les relations suivantes :

$$N_q = \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \right] \quad (\text{I.13})$$

$$N_c = (N_q - 1) / \cot \varphi$$

$$\left[N_\gamma = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} - 1 \right] \tan(1.4 \varphi)$$

Ces valeurs sont aussi résumées sous formes d'abaque ou des tableaux, comme c'est le cas du document technique unifié DTU13.12, qui propose les valeurs suivantes (tableaux I.1)

Tableau. I.1 - : Valeurs des coefficients de capacité portante N_γ , N_q et N_c en fonction de φ

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	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

Les résultats obtenus par Terzaghi, Hansen et Meyerhof sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. I.2-Valeurs des coefficients de capacité portante N_γ , N_q et N_c en fonction de φ
(Cernica John N)

Angle	TERZAGHI			MEYERHOF			HANSEN		
φ	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	5.10	1.00	0.00	5.10	1.00	0.00
2	6.30	1.22	0.18	5.63	1.20	0.01	5.63	1.20	0.01
4	6.97	1.49	0.38	6.19	1.43	0.04	6.19	1.43	0.05
6	7.73	1.81	0.62	6.81	1.72	0.11	6.81	1.72	0.11
8	8.60	2.21	0.91	7.53	2.06	0.21	7.53	2.06	0.22
10	9.61	2.69	1.25	8.34	2.47	0.37	8.34	2.47	0.39
12	10.76	3.29	1.70	9.28	2.97	0.60	9.28	2.97	0.63
14	12.11	4.02	2.23	10.37	3.59	0.92	10.37	3.59	0.97
16	13.68	4.92	2.94	11.63	4.34	1.37	11.63	4.34	1.43
18	15.52	6.04	3.87	13.10	5.26	2.00	13.10	5.26	2.08
20	11.69	7.44	4.97	14.83	6.40	3.87	14.83	6.40	2.95
22	20.27	9.19	6.91	16.88	7.82	4.07	16.88	7.82	4.13
24	23.36	11.40	8.85	19.32	9.60	5.72	19.32	9.60	5.75
26	27.09	14.21	11.35	22.25	11.85	8.00	22.25	11.85	7.94
28	31.61	17.81	15.15	25.80	14.72	11.19	25.80	14.72	10.94
30	37.16	22.46	19.73	30.14	18.40	15.67	30.14	18.40	15.07
32	44.04	28.52	27.49	35.49	23.18	22.02	35.49	23.18	20.79
34	52.64	36.51	36.96	42.16	29.44	31.15	42.16	29.44	28.77
36	63.53	47.16	51.70	50.59	37.75	44.43	50.59	37.75	40.05
38	77.50	61.55	73.47	61.35	48.93	64.08	61.35	48.93	56.18
40	95.67	81.27	100.39	75.32	64.20	93.69	75.32	64.20	79.54

Dans le cas général d'une semelle isolée, avec un chargement incliné et excentré, la capacité portante se calcul par la même expression de Terzaghi, mais avec l'introduisant de certains

coefficients qui tiennent compte de la forme de la semelle, de l'excentricité et l'angle d'inclinaison du chargement, dans ce qui suit on exposera ces différents cas possibles :

Cas 2. 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 :

$$q_t = 1/2 s_\gamma B \gamma N_\gamma(\varphi) + s_q (q + \gamma 2D) N_q(\varphi) + s_c c N_c(\varphi)$$

Les valeurs des coefficients de forme, proposé par Terzaghi sont résumées dans le tableau I.3.

Tableau I.3- Coefficients de forme, proposé par Terzaghi

Formes de la fondation	S_γ	S_q	S_c
Rectangulaire	$1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$	$1 + 0.2 \left(\frac{B}{L}\right)$	1
Carrée	0.3	1.3	3
Circulaire	0.6	1.2	2

Par ailleurs, les valeurs préconisées par l'eurocode 7, sont déterminées à l'aide des formules du tableau ci-dessous (tableau I.2) :

Tableau I.4- Coefficients de forme d'après le règlement européen (Eurocode 7)

Fondations	Conditions saturés et non drainées		Conditions drainées ou non saturés non drainées	
	rectangulaires	carrées ou circulaires (B/L = 1)	rectangulaires	carrées ou circulaires (B/L = 1)
s_γ			$1 - 0.3 \frac{B}{L}$	0.7
s_c	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2	$\frac{\left(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'\right) N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{\left(1 + \sin \varphi'\right) N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

❖ Cas 3- 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 fait la même procédure avec la longueur L en la remplaçant par une longueur réduite :

$$L' = L - 2e'$$

L'aire réduite A' de la fondation est donnée par la formule suivante (figure I.16) :

$$A' = L'B'$$

La valeur de la capacité portante ultime totale est donnée par :

$$Ql = qlB'L' \quad \text{pour une fondation rectangulaire ou carrée ;}$$

$$Ql = ql\pi B'2B \quad \text{pour une fondation circulaire.}$$

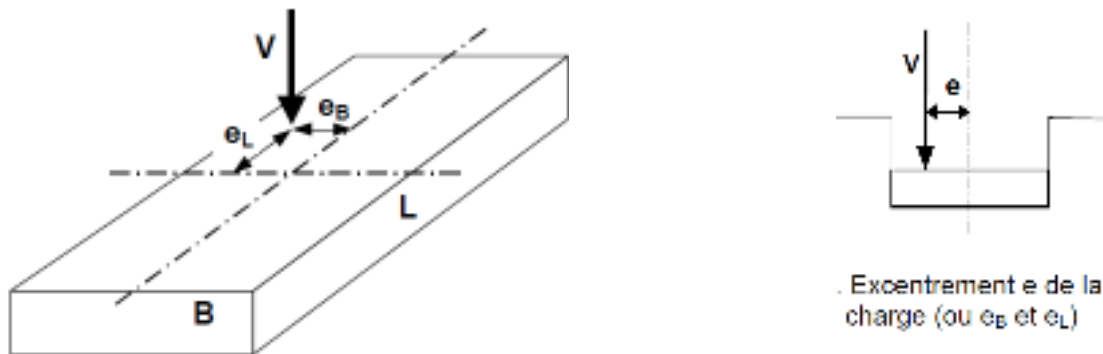


Figure I.16-Excentrement de la charge (Semelle rectangulaire)

❖ - Inclinaison De La Charge

Afin de tenir compte des effets de l'inclinaison du chargement par rapport à l'axe vertical passant par le centre de la semelle (figure I.17) des coefficients correcteurs choisis d'une manière empirique ont été introduit par Meyerhof (1963) dans l'expression générale de la capacité portante est modifiée :

$$q_l = i_\gamma S_\gamma \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + i_q S_q (q + \gamma_2 D) N_q + i_c S_c c N_c \quad (I.16)$$

Meyerhof (1953) a défini ces coefficients réducteurs (inférieurs à 1) comme suit :

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90^\circ}\right)^2 \quad (I.17)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2 \quad (I.18)$$

avec, δ l'angle d'inclinaison de la charge par rapport à la verticale (exprimé en degré).

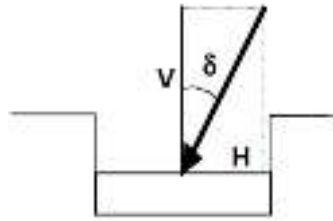


Figure I.17- Inclinaison de la charge

I.4.3-FONDATEMENTS SUR SOLS HÉTÉROGÈNES

Dans le cas d'une fondation implantée sur un sol un massif de sol constitué de plusieurs couches.

Les valeurs des facteurs de portance obtenus dans le cas d'un sol homogène reste toujours valables.

Dans le cas d'un sol hétérogène, il est aussi nécessaire de vérifier, sur une profondeur déterminée, que les contraintes transmises aux couches sous-jacentes soient admissibles.

Par ailleurs, dans le cas d'un sol à deux couches, composé d'une couche de sol homogène reposant sur une couche de sol molle de qualité moindre, on calcul la capacité portante avec la méthode de la semelle fictive.

Avec cette méthode, on suppose que la fondation est placée sur la surface supérieure de la couche molle. On suppose que la fondation a une largeur égale à celle obtenue en supposant une diffusion avec la profondeur de la contrainte à 1 pour 2 ou avec un angle de 30° (figure 5).

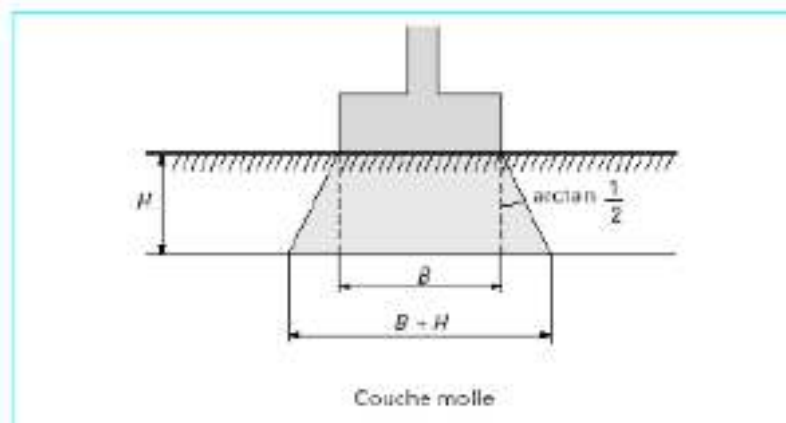


Figure I.18- Méthode de la semelle fictive

Conclusion :

Dans ce ce chapitre nous avons débuté par un bref rappel des différents types de fondations (profonde et superficielle), leurs modes de transmission de charge aux sols. Par la suite, on s'est intéressé aux fondations superficielles, puisque c'est l'objet de notre étude, dans cette section, nous avons exposés les différentes méthodes de calcul de la capacité portante en fonction de la forme géométrique des semelles, ainsi que, du type de chargement subis.

Les formules théoriques exposées dans le cas d'une semelle filante, soumise à un chargement verticale et centré seront prises en considération pour la comparaison avec les résultats numériques dans le chapitre 3.