

## CHAPITRE V FONDATIONS

### 1. Introductions.

#### 1.1. Rôle des fondations.

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, leur rôle principal est de répartir sur le sol les charges transmises par la superstructure et donc d'assurer sa stabilité. Ces charges sont transmises au sol, soit directement (**fondations superficielles**), soit par l'intermédiaire d'autres éléments (**fondations profondes**).

#### 1.2. Stabilité des fondations.

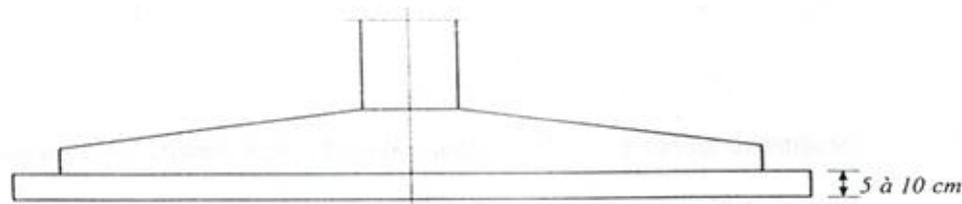
Les éléments de fondations doivent rester en équilibre sous l'action des sollicitations dues à la superstructure (forces verticales, forces horizontales, moments, etc.), et aux sollicitations dues au sol (forces verticales, poussées des terres).

Les tassements uniformes des fondations sont admissibles dans certaines limites; par contre les tassements différentiels sont le plus souvent incompatibles avec la stabilité de l'ouvrage. il est donc nécessaire d'adapter les fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage, tout en tenant compte des résultats des études géologique et géotechnique du sol considéré.

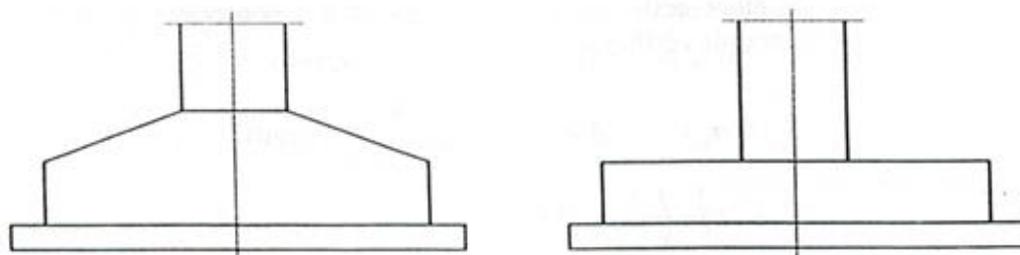
#### 1.3. Types de semelles.

On distingue deux types de semelles:

*semelle flexible, épaisseur mince.*



*semelle rigide, pleine ou évidée.*



*semelle rigide pleine*

*semelle rigide évidée*

Fig. 5.1

### 2. Fondations superficielles.

Les fondations superficielles sont des fondations dont la profondeur ne dépasse pas généralement 2 mètres.

Cette catégorie comprend les semelles continues sous murs ou poteaux, les semelles isolées sous poteaux, les quadrillages de semelles continues (ou radiers évidés), les poutres de redressement et les radiers.

### 2.1. Hypothèses de calcul.

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour les dimensions extérieures (la portance du sol intègre déjà un coefficient de sécurité de l'ordre de 3); et à l'état limite ultime de résistance pour les armatures. Quand la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, on doit vérifier les aciers à l'état limite de service.

### 2.2. Action centrique.

#### 2.2.1. Semelle continue sous mur.

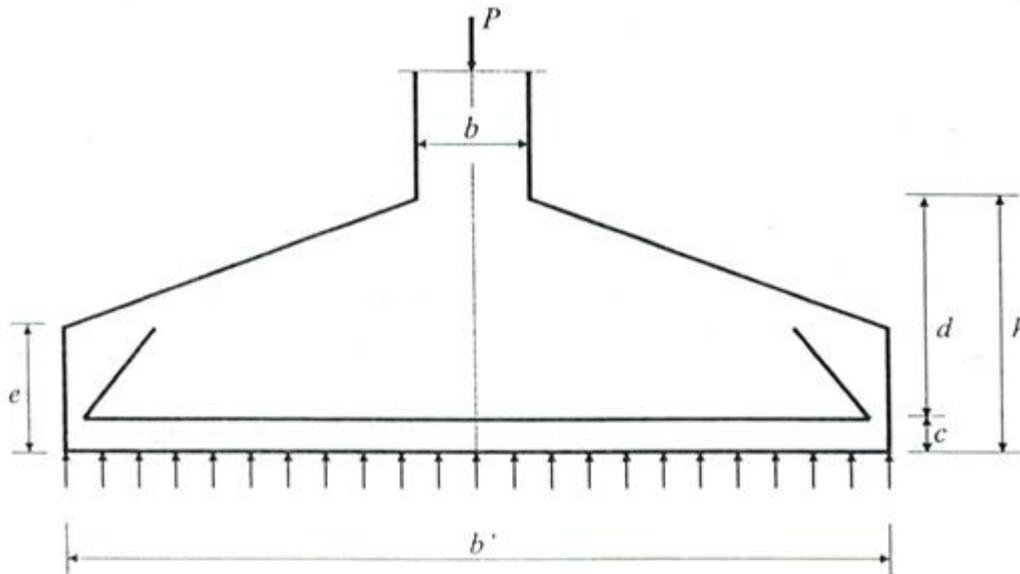


Fig. 5.2.

$P$  est la charge à transmettre au sol par mètre linéaire dans le sens longitudinal du mur, cette charge comprend:

- le poids de 1,0 m de mur et de semelle,
- les charges permanentes sur 1,0 m de mur,
- les charges d'exploitations sur 1,0 m de mur,

Pour ce genre de semelle, la seule dimension horizontale à déterminer est la largeur de la fondation, la longueur étant celle du mur à supporter. La contrainte du sol est supposée uniformément répartie et doit vérifier l'inéquation:

$$\frac{P}{b'} \leq \sigma_{sol} \quad \text{d'où: } b' \geq \frac{P}{1000 \cdot \sigma_{sol}} \quad (\text{mm})$$

avec:

$$(P \text{ en N}) \text{ et } (\sigma_{sol} \text{ en MPa})$$

On divise par 1000, car on considère une bande de 1 m = 1000 mm

Les dimensions de la semelle doivent satisfaire aux conditions suivantes:

La semelle doit avoir une largeur d'au moins 60 cm.

La hauteur utile  $d$  est déterminée à partir de la condition de rigidité qui doit satisfaire à la condition suivante:

$$d \geq \frac{b' - b}{4} \quad \begin{array}{l} b : \text{ largeur du mur,} \\ b' : \text{ largeur de la fondation.} \end{array}$$

La hauteur du bord libre de la semelle,  $e$ , doit avoir une valeur comprise entre  $h_t/3$  et  $h_t/2$ , avec la condition que:  $e \geq 6. \phi + 6$ ,

$e$  et  $\phi$  en cm  $\phi$ : diamètre des armatures.

Un béton de propreté d'au moins 5cm d'épaisseur et dosé au minimum de 150kg de ciment/m<sup>3</sup> de béton est coulé sous la semelle.

**2.2.1.1. Calcul des armatures, théorie des bielles comprimées.**

Pour le calcul des armatures, on utilise la méthode des bielles mise au point à la suite d'essais et qui consiste à admettre que les efforts provenant du mur sont transmis au sol par des bielles de béton obliques et équilibrées deux à deux par les armatures.

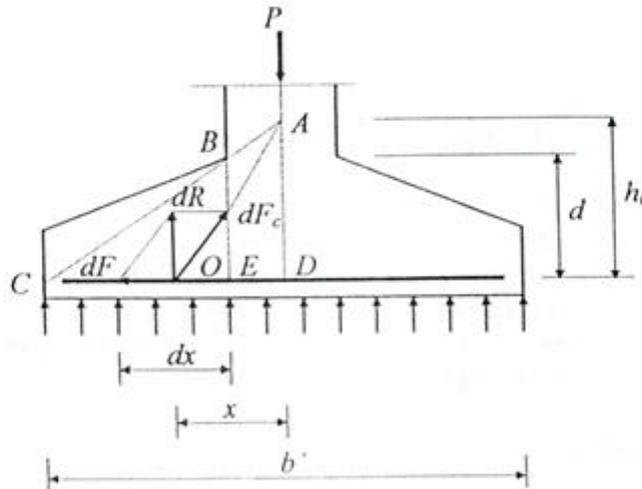


Fig. 5.3.

$dx$ : la largeur d'un élément de semelle de longueur unité dont le c.d.g.  $O$  est situé à  $x$  de l'axe du mur.

Le sol exerce à ce niveau une réaction élémentaire  $dR$ , tel que:

$$dR = \sigma_{sol} \cdot 1000 \cdot dx \quad \text{comme:} \quad \sigma_{sol} = \frac{P}{1000 \cdot b'} \quad \Rightarrow \quad \boxed{dR = P \cdot \frac{dx}{b'}}$$

$$dR \left\{ \begin{array}{l} \text{Force de compression suivant l'axe } OA \text{ (bielles de compression), } dF_c \\ \text{Force de traction suivant l'axe des armatures } OC, dF \end{array} \right\}$$

Nous avons, Fig. 5.3:

$$\frac{dF}{dR} = \frac{x}{h_0} \text{ (Triangles semblables)} \quad \text{alors:} \quad dF = dR \frac{x}{h_0} = \frac{P \cdot x}{b' \cdot h_0} dx$$

$$\text{d'où:} \quad F = \frac{P}{b' \cdot h_0} \int_0^{b'} x \cdot dx \quad \Rightarrow \quad F = \frac{P \cdot b'}{8 \cdot h_0}$$

$F$  est l'effort de traction maximal par unité de longueur de semelle.

Comme  $ADC$  et  $BEC$  sont des triangles semblables, nous avons alors:

$$\frac{DC}{AD} = \frac{EC}{BE} \quad \text{alors:} \quad \frac{b'/2}{h_0} = \frac{(b'-b)/2}{d} \quad \Rightarrow \quad h_0 = \frac{d.b'}{b'-b}$$

$$\text{Donc: } F = \frac{P.(b'-b)}{8.d}$$

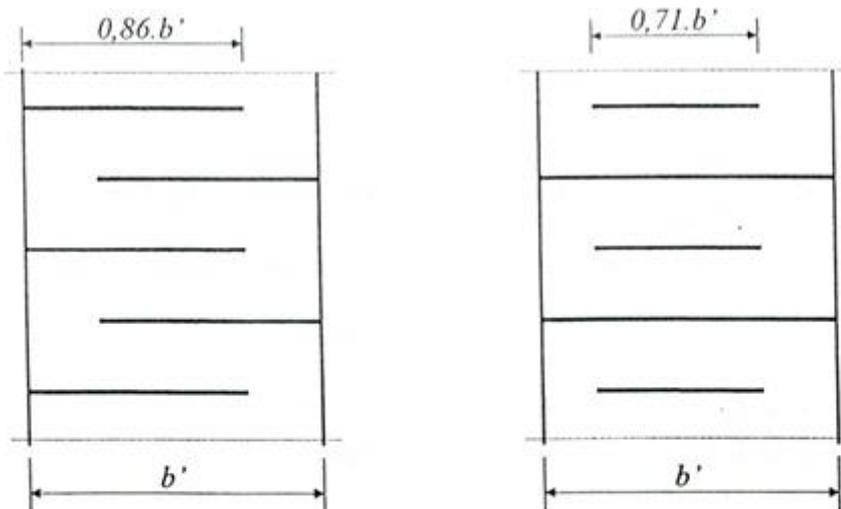
Comme :  $A = \frac{F}{\sigma_s}$  alors la section d'armatures par unité de longueur de semelle est:

$$A = \frac{P.(b'-b)}{8.d.\sigma_s}$$

#### 2.2.1.1.1. Longueur des Barres.

En pratique, pour déterminer la longueur des barres, on compare la longueur de scellement  $l_s$  à  $b'$ .

- \* Si  $l_s > b'/4$  toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes.
- \* Si  $b'/8 < l_s \leq b'/4$  les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.
- \* Si  $l_s \leq b'/8$  pas de crochets et 1 barre sur 2 est arrêtée à la longueur  $0,71.b'$ , ou alterner des barres de longueur  $0,86.b'$



Pour les armatures de répartition parallèles à l'axe longitudinal du mur, la section totale pour la largeur  $b'$  est égale à:

$$A_l = A.b'/4 \quad \text{avec } b' \text{ en mètre (m)}$$

Il n'y a pas lieu de faire de vérification pour le poinçonnement ou pour la contrainte du béton dans les bielles.

Pas d'armatures transversales pour équilibrer l'effort tranchant, car la semelle a été calculée comme un élément rigide.

2.2.2. Semelle rectanglaire sous poteau rectangulaire.

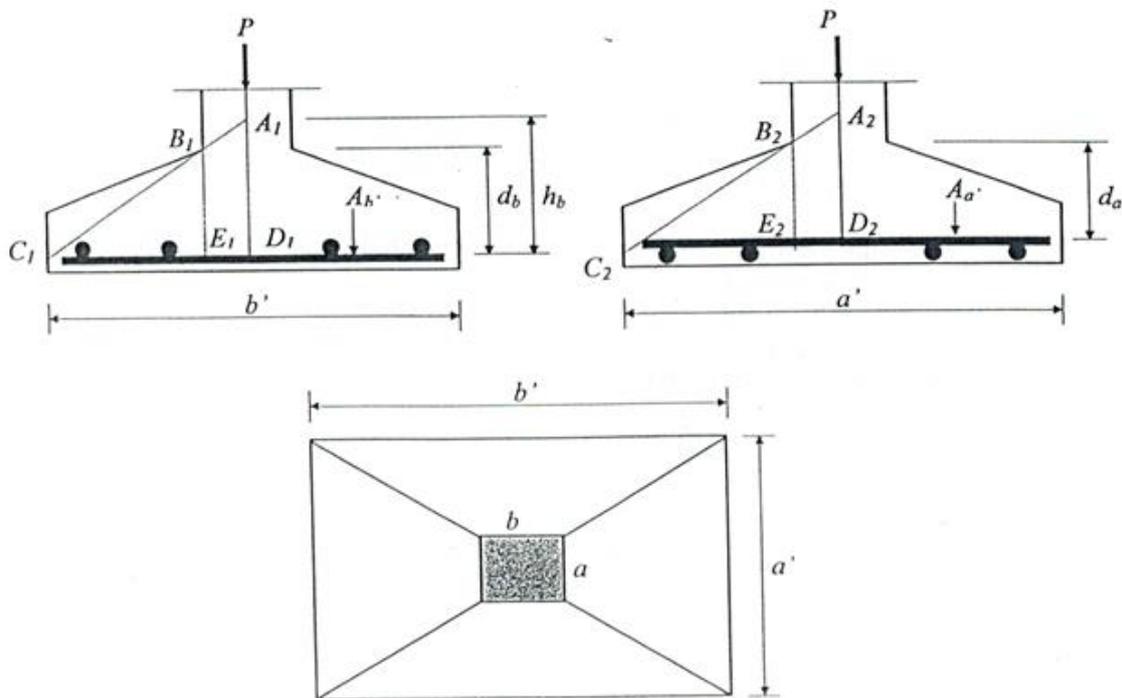


Fig. 5.4.

2.2.2.1. Calcul de la surface de la semelle.

Nous devons avoir:  $a' \cdot b' \cdot \sigma_{sol} \geq P$

Les dimensions de la semelle seront calculées telles que:

$$\frac{a'}{a} = \frac{b'}{b} \text{ pour que la semelle et le poteau aient des sections homothétiques}$$

“ “

En remplaçant  $a' = \frac{a \cdot b'}{b}$  dans l'expression:  $a' \cdot b' \cdot \sigma_{sol} \geq P$ , on aura:  $b' \geq \sqrt{\frac{P \cdot b}{a \cdot \sigma_{sol}}}$

Les conditions suivantes doivent être satisfaisantes pour que la semelle soit rigide:

$$d_b \leq a' - a; \quad d_a \geq (b' - b) / 4 \quad \text{et} \quad e \geq 6 \cdot \phi + 6 \text{ (cm)}$$

Si le poteau et la semelle n'ont pas de sections homothétiques, la hauteur utile est calculée telle que:

$$d_a \geq \text{Max} [(a' - a) / 4 \text{ et } (b' - b) / 4] \quad \text{et} \quad d_b \leq \text{Min} [a' - a \text{ et } b' - b]$$

2.2.2.2 Calcul des armatures, théorie des bielles comprimées.

Pour le calcul des armatures, on utilise, comme pour les cas de la semelle continue sous mur, la méthode des bielles. On détermine l'origine des bielles, pour les armatures parallèles au côté  $b$ , comme pour la semelle continue sous mur, on obtient un point  $A_1$  et on a, (Fig. 5.4.):

$$\frac{b'}{h_b} = \frac{b' - b}{d_b}$$

De la même manière, on détermine l'origine des bielles pour les armatures parallèles au côté  $a$ , et on obtient  $A_2$  et on a:

$$\frac{a'}{h_a} = \frac{a'-a}{d_a}$$

Comme  $d_a \neq d_b$  et que  $a' = ka$ ,  $b' = kb$  puisque les sections  $a'.b'$  et  $a.b$  sont homothétiques, il en résulte que  $h_a \neq h_b$ . Par conséquent, dans les hypothèses considérées, on peut admettre, pratiquement, que les points  $A_1$  et  $A_2$  sont confondus en un point  $A$ .

Rapportons la semelle à trois axes rectangulaires ayant pour origine  $O$ , centre de la semelle, et tels que  $Oz$  soit porté par l'axe du poteau,  $Ox$  soit parallèle au côté  $a'$  et  $Oy$  au côté  $b'$ ; le plan  $xOy$  étant confondu avec le plan moyen des armatures. Portons sur  $Oz$  le point  $A$ , origine commune des bielles, (Fig. V.5.). Considérons un élément de semelle, de dimensions  $dx$  et  $dy$  et de centre  $C(x,y)$ . Le sol exerce sur cet élément une réaction  $dR$ :

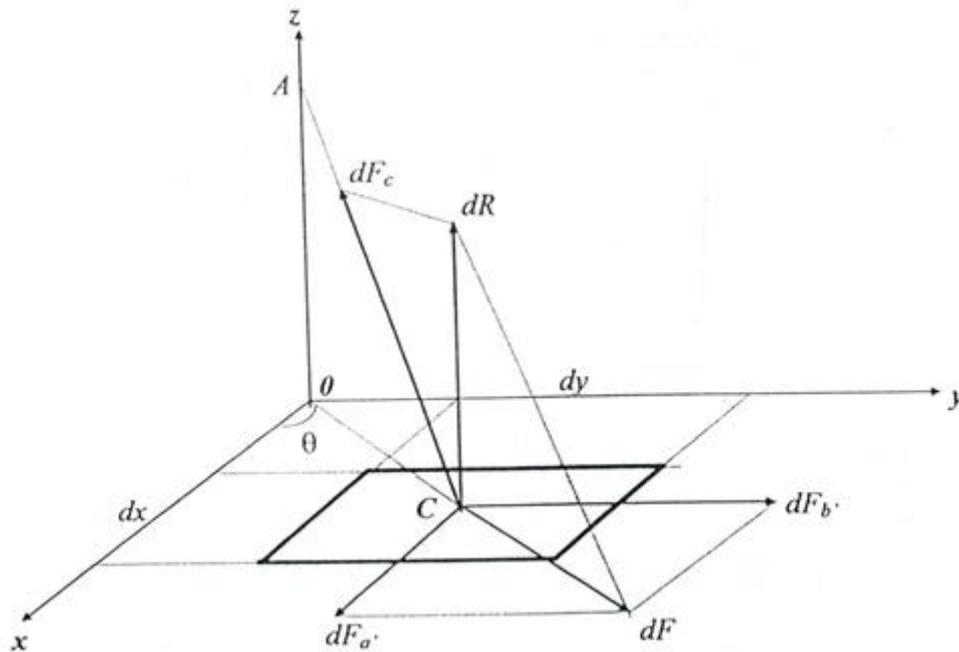


Fig. 5.5.

On décompose  $dR$  en une force de compression  $dF_c$  portée par  $CA$ , axe de la bielle, et une force de traction  $dF$  portée par  $OC$ .

$$\frac{dF}{dR} = \frac{OC}{OA} \text{ (triangles semblables)} \quad \text{alors: } dF = dR \frac{OC}{OA} = \frac{P}{a'.b'} \frac{OC}{OA} dx.dy$$

On décompose  $dF$  en  $dF_{a'}$  et  $dF_{b'}$  parallèlement aux axes  $Ox$  et  $Oy$ .

$$dF_{a'} = dF \cdot \cos\theta = dF \frac{x}{OC} = \frac{P}{a'.b'} \frac{x}{OA} dx.dy$$

$$F_{a'} = \frac{P}{a'.b'.OA} \int_{-b'/2}^{+b'/2} dy \int_0^{a'/2} x dx = \frac{P}{a'.b'.OA} b' \cdot \frac{a'^2}{8} = \frac{P \cdot a'}{8 \cdot OA}$$

comme:  $\frac{a'}{OA} = \frac{a'-a}{d_a} \Rightarrow F_{a'} = \frac{P(a'-a)}{8.d_a}$

On trouve de la même manière  $F_{b'}$  parallèle au côté  $b'$ :

Les armatures  $A_{a'}$  // au côté  $a'$ :  $A = \frac{P.(a'-a)}{8.d_a.\sigma_s}$

Les armatures  $A_{b'}$  // au côté  $b'$ :  $A = \frac{P.(b'-b)}{8.d_b.\sigma_s}$

Les armatures ainsi déterminées seront uniformément réparties suivant les deux directions  $a'$  et  $b'$ , les armatures parallèles au grand côté constituent le lit inférieur du quadrillage.

2.2.2.2.1. Longueur des barres.

Pour déterminer la longueur des barres, on compare la longueur de scellement  $l_s$  à celle de  $b'$  et à celle de  $a'$  et on applique les mêmes règles données en 2.2.1.1.1.

2.2.3. Semelle circulaire sous poteau circulaire.

La semelle a la forme d'un cylindre surmonté d'un tronc de cône; elle peut être armée par un quadrillage de deux nappes orthogonales ou par des cerces et des barres verticales. Nous devons avoir, Fig. 5.6:

$\frac{\pi.D^2}{4} \sigma_{sol} \geq P$  soit:  $D \geq 1,13 \sqrt{\frac{P}{\sigma_{sol}}}$  avec:  $dx$  (ou  $d$ )  $\geq \frac{D - D_p}{4}$

avec:   
 *avec: a science*

$D_p$ : diamètre du poteau  $D$ : diamètre de la semelle à la base.

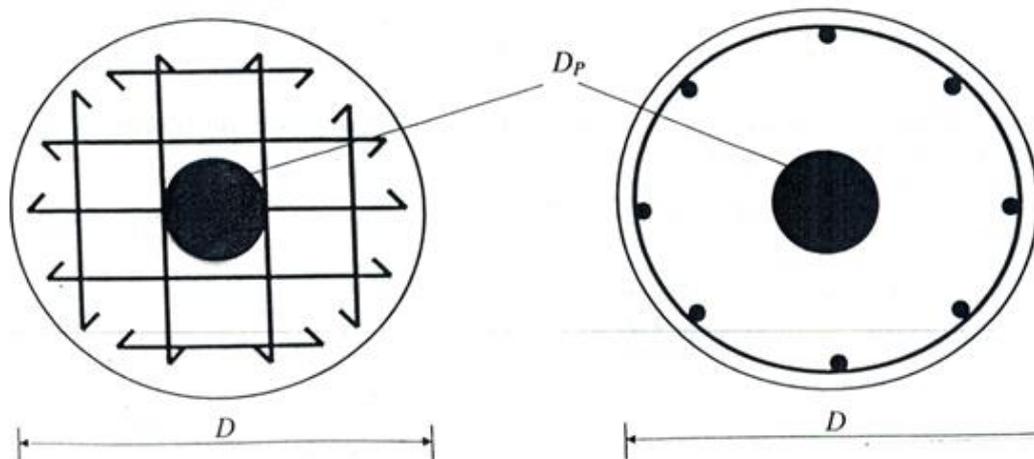
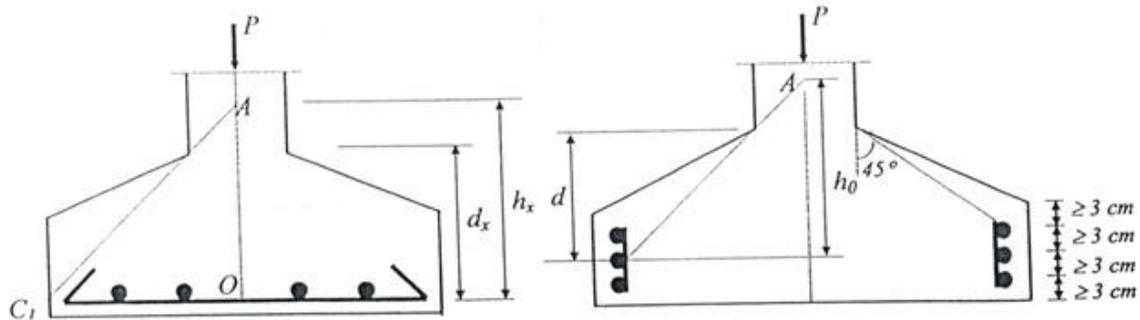


Fig. 5.6

si la semelle est armée par deux nappes orthogonales :

$$e \geq 6. \phi + 6 \quad (e \text{ et } \phi \text{ en centimètres})$$

si la semelle est armée de cerces:

$e \geq m. \phi + 3(m + 1)$  (m: nombre de cerces, e et  $\phi$ , diamètre des cerces, en centimètres)

**2.2.3.1. Semelle armée par des nappes de barres orthogonales.**

Comme pour le cas de semelle rectangulaire sous poteau rectangulaire, on peut admettre que l'origine A des bielles est le même pour les deux nappes d'armatures orthogonales.

Considérons un élément de la semelle de centre de gravité C. La position de C étant définie par sa distance à O,  $OC = \rho$ , et par l'angle  $\theta$  de OC avec Ox. Les dimensions de cet élément sont  $d\rho$  et  $\rho.d\theta$ .

Sur l'élément envisagé le sol exerce une réaction  $dR$ :

$$dR = \sigma_{sol} \rho. d\rho. d\theta \quad \text{comme:} \quad \sigma_{sol} = \frac{4.P}{\pi.D^2} \Rightarrow dR = \frac{4.P}{\pi.D^2} \rho. d\rho. d\theta$$

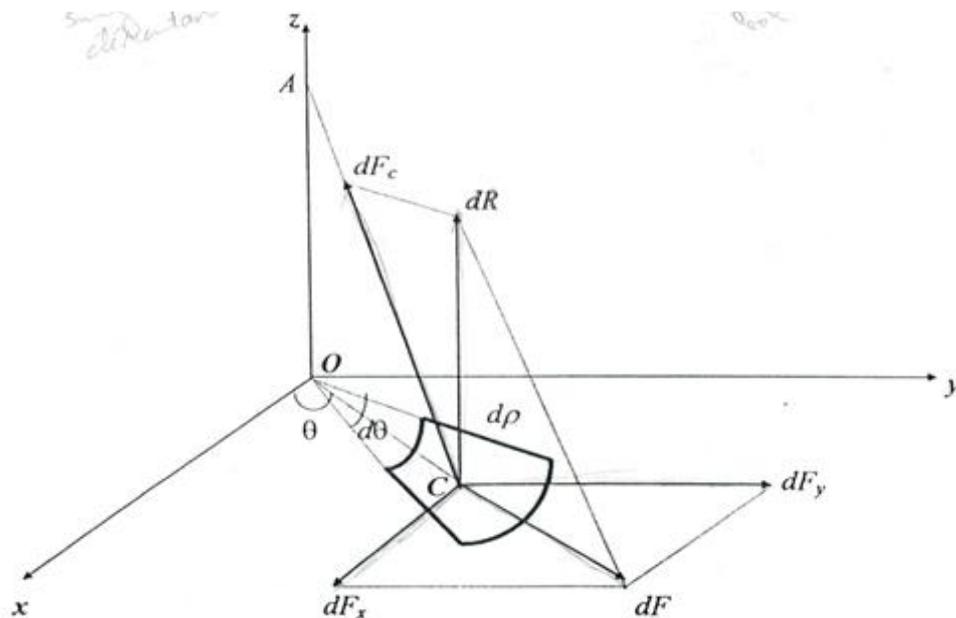


Fig. 5.7.

On décompose  $dR$  en une force de compression  $dF_c$  portée par CA, axe de la bielle, et une force de traction  $dF$  portée par OC.

$$\frac{dF}{dR} = \frac{OC}{OA} = \frac{\rho}{OA} \quad (\text{triangles semblables}) \quad \text{alors:} \quad dF = \frac{4.P}{\pi.D^2.OA} \rho^2 . d\rho. d\theta$$

On décompose  $dF$  en  $dF_x$  et  $dF_y$  parallèlement aux axes Ox et Oy.

$$dF_x = dF. \cos \theta = \frac{4.P}{\pi.D^2.OA} \rho^2 . d\rho. \cos \theta. d\theta$$

$$F_x = \frac{4.P}{\pi.D^2.OA} \int_0^{D/2} \rho^2 . d\rho \int_{-\pi/2}^{+\pi/2} \cos \theta. d\theta = \frac{4.P}{\pi.D^2.OA} \frac{D^3}{3} \cdot 2 = \frac{P.D}{3.\pi.OA}$$

comme: 
$$\frac{D/2}{OA} = \frac{(D - D_p)/2}{d_x} \Rightarrow F_x = \frac{P(D - D_p)}{3 \cdot \pi \cdot d_x}$$

On trouve de la même manière  $F_y$  parallèle à l'axe  $Oy$ : 
$$F_y = \frac{P(D - D_p)}{3 \cdot \pi \cdot d_y}$$

Nous aurons:

**Les armatures du lit inférieur:**

$$A_x = \frac{P(D - D_p)}{3 \cdot \pi \cdot d_x \cdot \sigma_s}$$

**Les armatures du lit supérieur:**

$$A_y = \frac{P(D - D_p)}{3 \cdot \pi \cdot d_y \cdot \sigma_s} = A_x \cdot \frac{d_x}{d_y}$$

Les armatures seront munies de crochets et disposées comme indiqué sur les figures 5.8 et 5.9:

Si  $D \leq 1 \text{ m}$ , on admet que l'effort est uniformément réparti et on dispose les barres avec un écartement constant dans chaque direction. Toutefois, comme les barres situées aux extrémités sont souvent trop courtes pour être efficaces, on ne prend pas en compte dans la valeur trouvée pour  $A_x$  (ou pour  $A_y$ ) les deux barres d'extrémité que l'on considère comme des barres de répartition.

Si  $1 \text{ m} < D \leq 3 \text{ m}$ , on divise deux diamètres perpendiculaires en trois parties égales (Fig. 5.8.) et on place:

dans la **zone centrale**:  $0,50 \cdot A_x$  et  $0,50 \cdot A_y$   
 dans chaque **zone latérale**:  $0,25 \cdot A_x$  et  $0,25 \cdot A_y$

Si  $D > 3 \text{ m}$ , on divise deux diamètres perpendiculaires en cinq parties égales (Fig. 5.9.) et on place:

dans la **zone centrale**:  $0,30 \cdot A_x$  et  $0,30 \cdot A_y$   
 dans chaque **zone intermédiaire**:  $0,25 \cdot A_x$  et  $0,25 \cdot A_y$   
 dans chaque **zone latérale**:  $0,10 \cdot A_x$  et  $0,10 \cdot A_y$

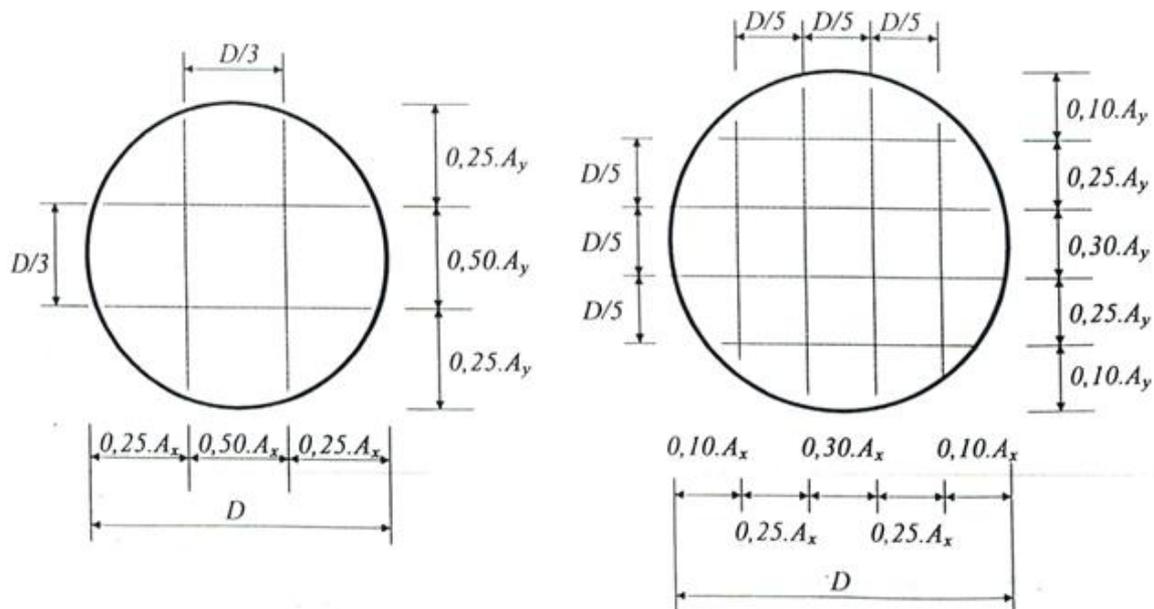


Fig. 5.8

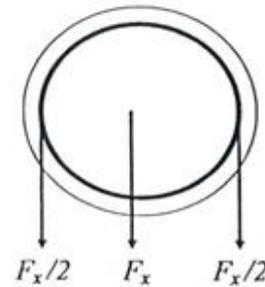
2.2.3.2. *Semelle armée par des cerces.*

Si nous faisons coïncider le plan  $xOy$ , Fig. V.7, avec le plan moyen des cerces, nous avons:

$$F_x = F_y = \frac{P(D - D_p)}{3 \cdot \pi \cdot d}$$

La section totale des cerces  $A$  devra donc pouvoir équilibrer un effort  $F_x/2$ .

$$A = \frac{P(D - D_p)}{6 \cdot \pi \cdot d \cdot \sigma_s}$$



2.3. *Action excentrique.*

2.3.1. *Cas général d'une semelle reposant sur le sol.*

L'élément supporté par la semelle lui transmet une charge centrée  $P$  et un moment de flexion  $M$  (moment rapporté au c.d.g. du béton seul de la section située à la base du mur ou du poteau), soit une charge excentrée  $P$  située à  $e_0 = M/P$  de l'axe du mur ou du poteau. On suppose que la semelle étudiée est rectangulaire ( $a'.b'$ ), le cas des semelles ayant une forme différente pourrait se traiter de la même manière.

on peut avoir deux diagrammes des contraintes du sol.

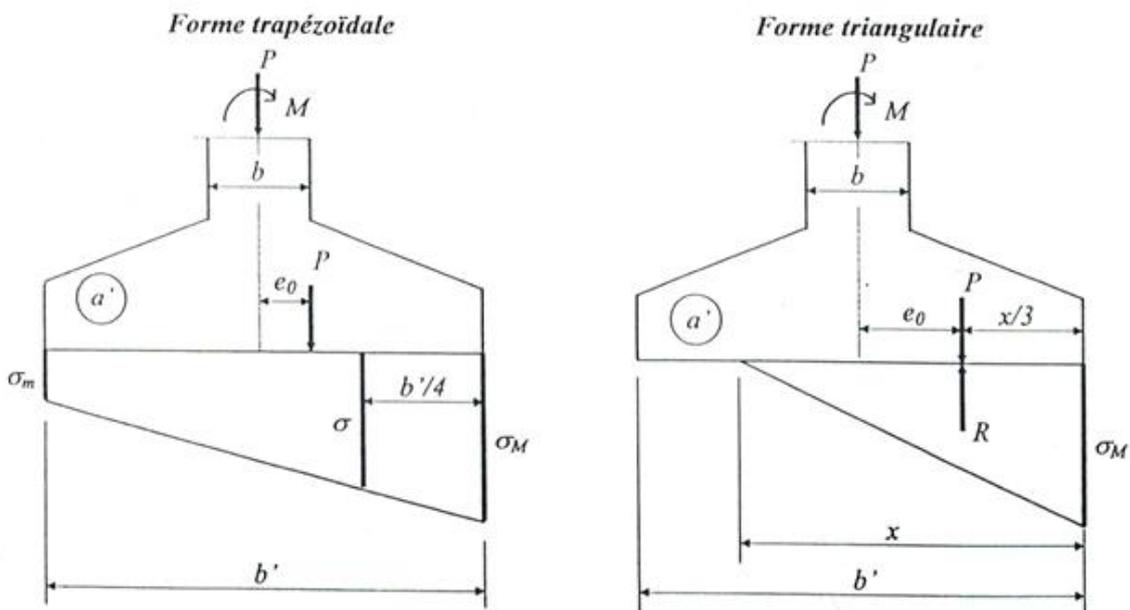


Fig. 5.10.

\* Si  $e_0 \leq b'/6$ ,  $P$  tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle donc le diagramme des contraintes sera trapézoïdal.

En R.D.M; si on a une section rectangulaire ( $a'.b'$ ) soumise à un effort normal  $P$  situé à  $e_0$  de l'axe, on a:

$$\sigma_M = \frac{P}{a' \cdot b'} \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{b'}\right) \quad \text{et} \quad \sigma_m = \frac{P}{a' \cdot b'} \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{b'}\right)$$

$\sigma$  est situé au  $1/4$  de la largeur de la semelle à partir du point d'application de  $\sigma_M$ .

$$\sigma = \frac{3.\sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{P}{a'.b'} \left(1 + \frac{3.e_0}{b'}\right)$$

On admet que:  $\sigma \leq \sigma_{sol}$  alors:  $\frac{P}{a'.b'} \left(1 + \frac{3.e_0}{b'}\right) \leq \sigma_{sol}$

Si cette condition n'est pas vérifiée, on augmente les dimensions  $a'$  et  $b'$  de la semelle.

\* Si  $e_0 > b'/6$ : la force  $P$  tombe à l'extérieur du noyau central de la semelle donc le diagramme des contraintes est triangulaire.

La méthode des consoles nous donne:  $R = \frac{\sigma_M \cdot a' \cdot x}{2}$

$R$ : résultante des contraintes du sol passant par le c.d.g. du triangle des contraintes à  $x/3$  de l'extrémité droite de la semelle.

Comme  $R$  s'oppose à  $P$ , on aura:  $\frac{x}{3} = \frac{b'}{2} - e_0$

et,

$$R = P = \sigma_M \frac{3}{2} \left(\frac{b'}{2} - e_0\right) \cdot a' \Rightarrow \sigma_M = \frac{2P}{3 \cdot \left(\frac{b'}{2} - e_0\right) \cdot a'}$$

On admet que:

$$\sigma_M \leq 1,33.\sigma_{sol}$$

*cas général.*

$$\sigma_M \leq \sigma_{sol}$$

*cas d'un vent dominant ou séisme.*

Les formules précédentes permettent de déterminer les dimensions  $a'$  et  $b'$  de la semelle.

### 2.3.2. Calcul des armatures.

#### 2.3.2.1. Méthode de Calcul.

On suppose que:

- le poteau est entièrement comprimé à sa base, c'est à dire:  $e_0 \leq \frac{b}{6}$

- la semelle est entièrement comprimée et la différence entre la contrainte maximale et la contrainte minimale est inférieure à la moitié de la contrainte moyenne:

$$\sigma_M - \sigma_m \leq \frac{1}{2} \sigma_{moyenne} = \frac{1}{2} \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2} \Rightarrow e_0 \leq \frac{b'}{24}$$

Cette condition est fixée par le D.T.U. N°. 13, elle est parfois remplacée par:

$$\sigma_M - \sigma_m \leq \frac{2}{3} \sigma_{moyenne} = \frac{2}{3} \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2} \Rightarrow e_0 \leq \frac{b'}{18}$$

Si les 2 conditions suivantes sont simultanément remplis:

$$e_0 \leq \frac{b}{6} \quad \text{et} \quad e_0 \leq \frac{b'}{24} \quad (\text{éventuellement } e_0 \leq \frac{b'}{18})$$

On peut pour les semelles reposant sur le sol utiliser la méthode des bielles en remplaçant la charge réelle  $P$  par une charge fictive  $P' = P(1 + 3.e_0/b')$ , pour autant que le diagramme du sol

reste trapézoïdal, c'est à dire  $e_0 \leq b'/6$ . Si l'une des deux conditions n'est pas remplie, les armatures parallèles au côté  $b'$  sont déterminées pour équilibrer un moment  $M_I$  dans la section  $(S_I)$  située à la distance  $0,35.b$  de l'axe du mur ou du poteau.

Les armatures parallèles au côté  $a'$ , sens où le moment est supposé nul, sont calculées par la méthode des bielles en considérant la charge fictive  $P'$ .

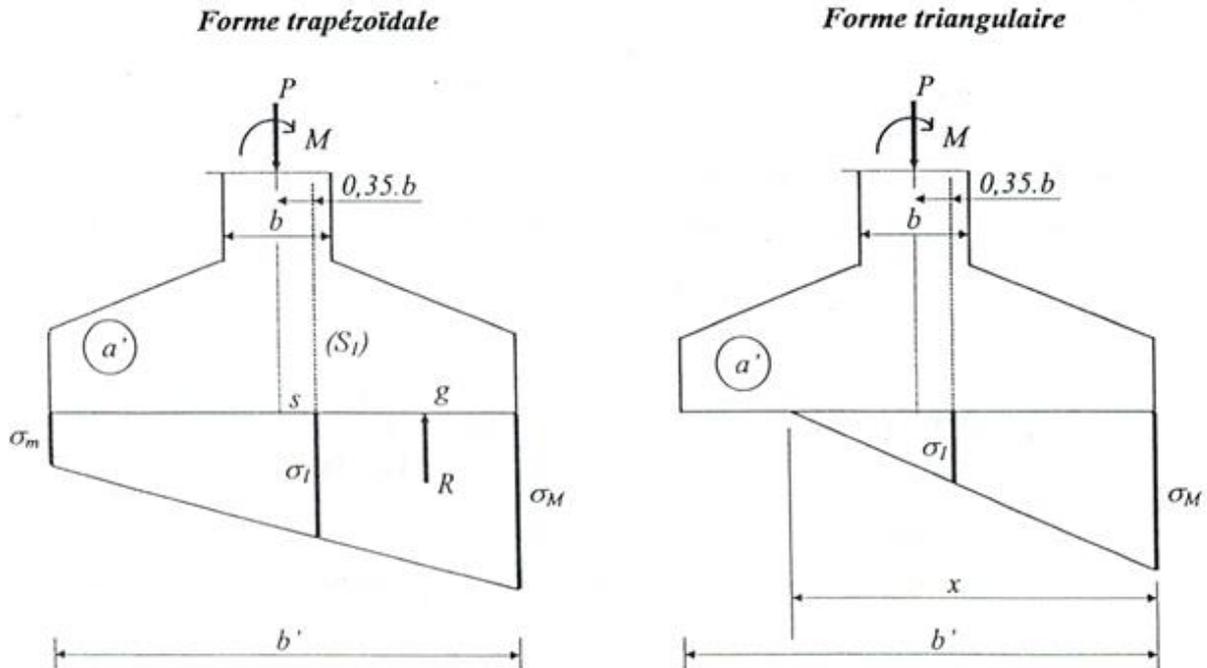


Fig. 5.11.

Le moment  $M_I$  dans la section  $(S_I)$  est donné par:  $M_I = R.sg$

$R$ : Résultante des forces agissant à droite de  $(S_I)$ , et passant par le centre de gravité  $g$  du trapèze.

où:

$$R = \left(\frac{b'}{2} - 0,35.b\right) \cdot \left(\frac{\sigma_M + \sigma_1}{2}\right) \cdot a' \quad \text{et} \quad sg = \frac{1}{3} \left(\frac{b'}{2} - 0,35.b\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_M + \sigma_1}{\sigma_M + \sigma_1}\right)$$

donc:

$$M_I = a' \cdot \left(\frac{b'}{2} - 0,35.b\right)^2 \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_M + \sigma_1}{6}\right)$$

La valeur de  $\sigma_I$  est:

pour le **diagramme trapézoïdal**

$$\sigma_1 = \frac{P}{a' \cdot b'} \left(1 + \frac{4,2 \cdot e_0 \cdot b}{b'^2}\right)$$

pour le **diagramme triangulaire**

$$\sigma_1 = \frac{b' + 0,35.b - 3 \cdot e_0}{3 \cdot \left(\frac{b'}{2} - e_0\right)} \sigma_M$$

avec:

$$\sigma_M = \frac{P}{a' \cdot b'} \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{b'}\right)$$

$$\sigma_M = \frac{2 \cdot P}{3 \cdot \left(\frac{b'}{2} - e_0\right) \cdot a'}$$

### 2.3.2.2. Semelle continue sous mur.

On fixe la largeur  $b'$  de la semelle, quitte à la rectifier s'il y a lieu et on vérifie que :

si  $e_0 \leq b'/6$  *diagramme trapézoïdal*

$$b' \geq \frac{P(1 + \frac{3 \cdot e_0}{b'})}{1000 \cdot \sigma_{sol}}$$

si  $e_0 > b'/6$  *diagramme triangulaire*

$$\frac{2 \cdot P}{3 \cdot (\frac{b'}{2} - e_0) \cdot 1000} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol} \quad \text{cas général.}$$

$$\frac{2 \cdot P}{3 \cdot (\frac{b'}{2} - e_0) \cdot 1000} \leq \sigma_{sol} \quad \text{cas d'un vent dominant, séisme.}$$

#### 2.3.2.2.1. Calcul des armatures.

Si les 2 conditions suivantes sont simultanément remplis:

$$e_0 \leq \frac{b}{6} \quad \text{et} \quad e_0 \leq \frac{b'}{24} \quad (\text{éventuellement } e_0 \leq \frac{b'}{18})$$

\* pour les armatures perpendiculaires au mur par unité de longueur:

$$A = \frac{P(1 + \frac{3 \cdot e_0}{b'})(b' - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

\* pour les armatures parallèles au mur:

$$A_l = A \cdot b'/4 \quad (\text{c'est la section totale à répartir sur } b')$$

Si l'une des conditions n'est pas remplie, on calculera les armatures perpendiculaires au mur pour équilibrer un moment  $M_l$  défini dans 2.3.2.1 et on prendra  $a' = 1m = 1000mm$  dans les formules données.

### 2.3.2.3. Semelle rectangulaire sous poteau rectangulaire.

On fixe les dimensions  $a'$  et  $b'$  de la semelle, quitte à les rectifier s'il y a lieu et on vérifie que :

si  $e_0 \leq b'/6$  *diagramme trapézoïdal*

$$a' \cdot b' \geq \frac{P(1 + \frac{3 \cdot e_0}{b'})}{\sigma_{sol}}$$

si  $e_0 > b'/6$  *diagramme triangulaire*

$$2 \cdot a' \geq \frac{P}{(\frac{b'}{2} - e_0) \sigma_{sol}} \quad \text{cas général.}$$

$$1,5 \cdot a' \geq \frac{P}{b'} \quad \text{cas d'un vent dominant, séisme.}$$

### 2.3.2.3.1. Calcul des armatures.

Si les 2 conditions suivantes sont simultanément remplies:

$$e_0 \leq \frac{b}{6} \quad \text{et} \quad e_0 \leq \frac{b'}{24} \quad (\text{éventuellement } e_0 \leq \frac{b'}{18})$$

\* pour les armatures parallèles au côté a' :

$$A_{a'} = \frac{P(1 + \frac{3.e_0}{b'})(a'-a)}{8.d_a.\sigma_s}$$

\* pour les armatures parallèles au côté b' :

$$A_b = \frac{P(1 + \frac{3.e_0}{b'})(b'-b)}{8.d_b.\sigma_s}$$

Si l'une des 2 conditions précédentes n'est pas remplie, les armatures  $A_b$  sont calculées pour équilibrer le moment  $M_I$  (défini dans 2.3.2.1) et comme le moment dans le sens  $a'$  n'existe pas, donc les armatures  $A_{a'}$  parallèles au côté  $a'$  sont égales à:

$$A_{a'} = \frac{P(1 + \frac{3.e_0}{b'})(a'-a)}{8.d_a.\sigma_s}$$

### 2.3.2.4. Semelle circulaire sous poteau circulaire.

On appliquera les mêmes principes que pour la semelle rectangulaire, principes qui conduisent aux résultats suivants:

Le diagramme des contraintes sera trapézoïdal si  $e_0 \leq \frac{D}{8}$

$$\sigma_M = \frac{P}{S} \left(1 + \frac{8.e_0}{D}\right) \quad \sigma_m = \frac{P}{S} \left(1 - \frac{8.e_0}{D}\right)$$

avec:  $S$ : section du cercle de diamètre  $D$

$$\sigma = \frac{3.\sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{P}{S} \left(1 + \frac{4.e_0}{D}\right)$$

$$\text{si } e_0 \leq \frac{D}{32} \quad \sigma_M - \sigma_m = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2}$$

$$\text{si } e_0 \leq \frac{D}{24} \quad \sigma_M - \sigma_m = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2}$$

Par conséquent, si:

$e_0 \leq \frac{D_p}{8}$  et  $e_0 \leq \frac{D}{32}$  (ou éventuellement  $e_0 \leq \frac{D}{24}$ ), on pourra appliquer la méthode des

bielles en remplaçant la charge réelle  $P$  par la charge fictive:  $P' = P(1 + \frac{4.e_0}{D})$

**2.4. Chaînage des semelles isolées.**

Généralement, les semelles isolées de fondation sont reliées entre elles au moyen de poutres dans les deux sens appelées "Longrines". Ces dernières assurent une solidarité efficace des semelles entre elles et augmentent la rigidité de l'infrastructure. Pour le calcul des longrines, voir Chapitre VIII, Dimensionnement des éléments structuraux, RPA 99, paragraphe 8.4 : éléments d'infrastructure ; ou bien le RPA 99, p. 80.

**2.5. Semelles excentrées - Poutre de redressement.**

Une semelle est excentrée lorsque la résultante des efforts verticaux ne coïncide pas avec le centre de gravité de la semelle, (Fig. 5.12.).

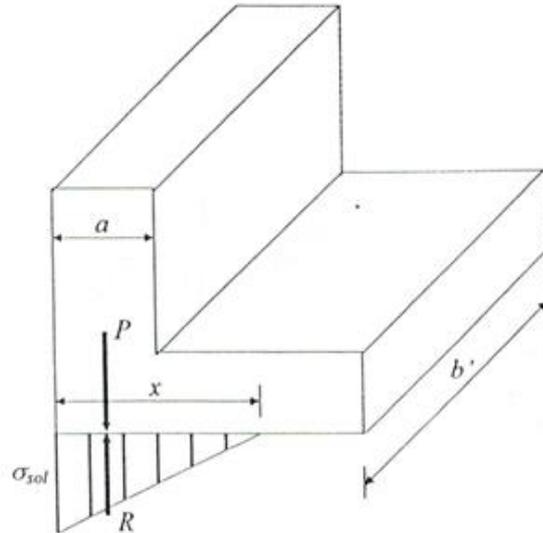


Fig. 5.12.

Cette excentricité provient de la nécessité de ne pas construire à l'extérieur de la propriété. La reprise de l'excentrement des charges peut être envisagée de différentes façons :

On peut d'abord chercher à obtenir l'équilibrage au niveau de la semelle, cet équilibre exige que la résultante des pressions sur le terrain  $R$  soit égale et directement opposée à l'effort vertical  $P$  agissant sur le poteau ou le mur, d'où l'allure de la courbe des pressions avec des contraintes plus élevées à gauche qu'à droite du côté de l'excentrement de la semelle; la répartition des pressions est donc non uniforme. Si la semelle est assez rigide, on peut admettre une répartition linéaire (triangulaire) et la largeur de la semelle concernée par la compression est uniquement  $x = \frac{3}{2}a$ , toute la partie de la semelle au delà de  $x$  est inutile. Si la pression  $\sigma_l$  est trop forte, la seule manière de la diminuer est d'augmenter la dimension  $b'$  dans l'autre sens. Le calcul se fait en utilisant la méthode des consoles dans les deux sens.

$$x = \frac{3}{2}a \quad \Rightarrow \quad R = \frac{1}{2} \sigma_{sol} \left(\frac{3}{2}a\right) \cdot b' = P \quad \Rightarrow \quad b' \geq \frac{4}{3} \frac{P}{\sigma_{sol} \cdot a}$$

Souvent l'expression  $b' \geq \frac{4}{3} \frac{P}{\sigma_{sol} \cdot a}$  donne des largeurs de semelles très importantes et coûteuses en terme d'acier, vu l'importance du porte à faux (console). Si en plus l'espacement des poteaux des semelles excentrées n'est pas grand, il en résulte un recouvrement de semelles et donc un déassement de la contrainte du sol d'où pour obtenir l'équilibrage on a

généralement pour une poutre de redressement, c'est à dire que la charge du mur ou poteau est transmise à la semelle qui lui correspond par une poutre trouvant son autre appui dans un élément porteur adjacent, (Fig. 5.13).

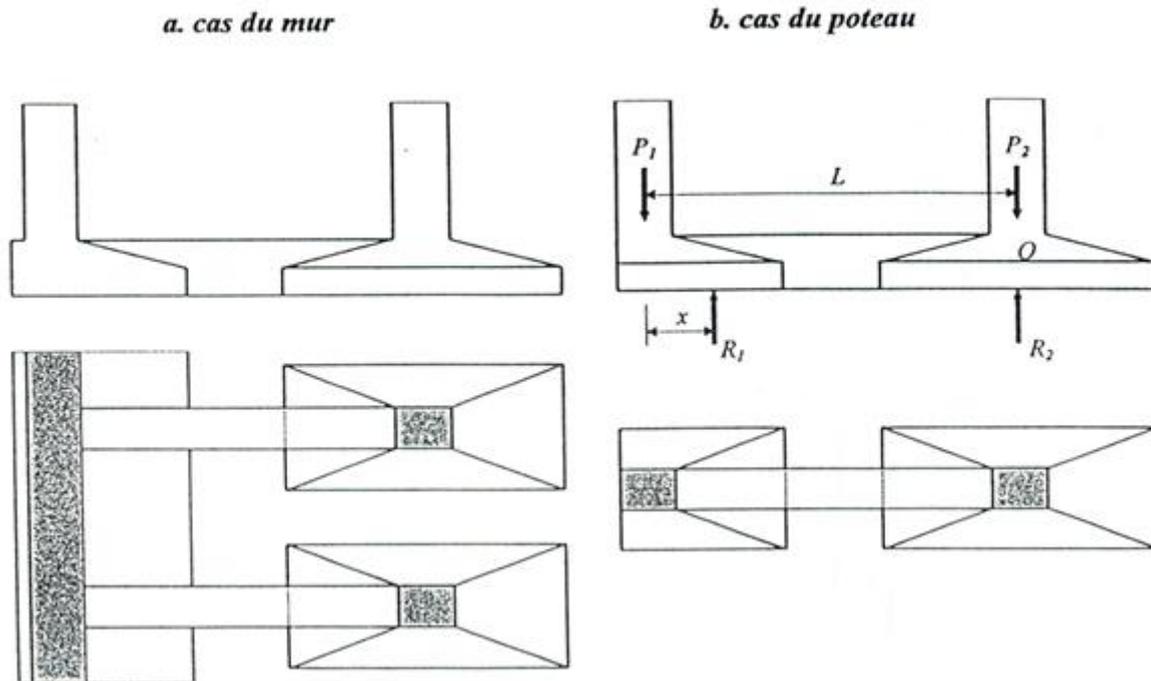


Fig. 5.13.

*Pour le cas de poteaux:*

On admet sous chaque semelle une réaction uniforme de sorte que l'on a:

$$\Sigma M_{/o} = 0 \Rightarrow R_1(L-x) - P_1 \cdot L = 0 \quad \Rightarrow \quad R_1 = P_1 \cdot \frac{L}{L-x} > P_1$$

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = P_1 + P_2 = 0 \quad \Rightarrow \quad R_2 = P_2 - P_1 \cdot \frac{x}{L-x} < P_2$$

Le calcul de la semelle sous  $R_2$  est classique, ce qui donne les aciers dans les deux sens. Le calcul de l'autre semelle sous  $R_1$  est effectué dans le sens transversal par la méthode des bielles, en admettant que la poutre joue le rôle d'un appui continu. La poutre est alors à calculer sous le diagramme de charge provenant du poteau et de la semelle. Dans le cas de poutre de redressement pour la charge d'un mur, le calcul de la semelle sous  $R_1$  est souvent fait comme celui d'une dalle reposant sur trois côtés, constitués par le mur et par les poutres.

Une autre méthode donnant un résultat équivalent réside dans la confection d'une poutre de redressement à fort excentrement qui s'appuie sur la semelle de gauche par l'intermédiaire d'une articulation centrée permettant ainsi un centrage effectif de la charge sur la semelle, (assurant le transfert de la charge au centre de la semelle), Fig.5.14. Cette méthode est utilisée dans le cas de l'extension d'un bâtiment existant où ses semelles débordent sur la partie de la future construction.

Dans les deux cas, il est nécessaire de prévoir une poutre rigide, peu déformable, en adoptant généralement une hauteur minimale de l'ordre de  $1/6^{\text{ème}}$  de la portée.

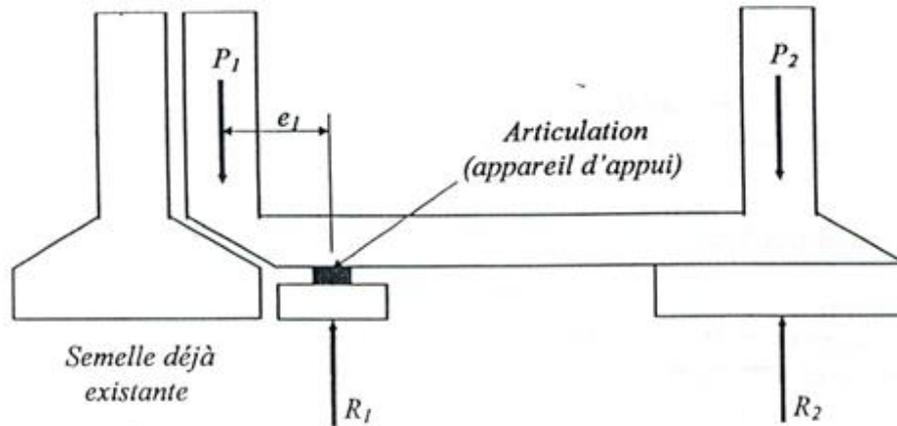


Fig. 5.14.

### 2.6. Radier.

Il arrive, lorsqu'on envisage des fondations superficielles, que les charges appliquées, l'absence du bon sol, ou la contrainte admise pour ce dernier font que la distance entre les tranchées de chaque semelle est trop faible pour qu'une bonne exécution puisse en être entreprise, ou du moins se trouve compromise par un comportement médiocre de terrain à la tenue des fouilles. On a alors souvent intérêt à transformer la fondation en une dalle coulée sur le terrain. Cette dalle, qui peut comporter ou non des nervures, est appelée radier et elle joue le rôle de dallage ou de plancher entre les semelles.

On arrive également à cette solution de radier lorsque la réaction capable du terrain appliquée à la surface hors oeuvre de la construction permet juste d'équilibrer les charges apportées par cette dernière. On envisage également des radiers lorsque, de façon occasionnelle ou permanente, le niveau de la nappe phréatique est plus haut que celui du sous sol le plus bas. La difficulté de l'étude d'un radier réside dans la détermination du diagramme (approché ou exact) des réactions du terrain, car cela dépend des coefficients d'élasticité relative de la structure, du radier et du sol. On pourrait envisager d'utiliser la théorie des plaques sur sol élastique en supposant que l'on connaisse le coefficient  $k$  de l'équation de Lagrange  $\Delta \Delta w = \frac{k w}{EI}$  mais il faudrait alors pouvoir écrire les conditions aux limites et à l'aplomb des points porteurs. Une telle façon de procéder est, en général, tellement laborieuse qu'on a presque

toujours calculé les radiers en choisissant a priori un diagramme de réaction du sol et en veillant à ce que les éléments de réduction associés à ce diagramme redonnent bien, à l'aplomb de chaque point porteur, une réaction d'intensité égale et de sens opposé à la charge provenant de la superstructure. Ainsi, si nous supposons sous un radier, qui équilibre principalement des planchers, une réaction uniforme du terrain et si nous adoptons des moments de continuité, déduits des moments isostatiques par les mêmes rapports que ceux qui ont été utilisés pour les planchers, nous savons que l'équilibre sera réalisé au niveau de tous les points porteurs. Ceci explique pourquoi on calcule en planchers renversés un grand nombre de radiers.

### 2.7. Conception des fondations :

Les dispositions à prendre en compte pour la conception des fondations sont :

#### 2.7.1. Précautions concernant le gel :

Le niveau des fondations doit être descendu à une profondeur suffisante pour mettre le sol d'assise à l'abri des conséquences du gel.

Il est indiqué de descendre à 0,50m en pays tempéré et d'aller parfois au-delà de 1m en montagne. Il est usuel de prendre une valeur de 0,60 à 0,80m.

**2.7.2. Fondations à deux niveaux différents :**

Les niveaux des fondations successives doivent respecter une pente maximale de 2/3, soit 3 de base pour 2 de hauteur.

Si cette condition ne peut être satisfaite, des dispositions doivent être prises pour éviter, ou équilibrer, l'influence d'une fondation sur l'autre, en utilisant, par exemple, du gros béton.

**2.7.3. Joints de rupture :**

On doit ménager un joint de rupture entre deux éléments d'ouvrages voisins lorsqu'ils subissent des différences importantes de charge ou de tassement.

**2.7.4. Joints de dilatation :**

Sur sol homogène et consolidé, on évite les joints de rupture au niveau des fondations. Les joints de dilatation sont arrêtés au-dessus des semelles de fondations.

**2.7.5. Armatures minimales de chaînage :**

Les semelles filantes sous mur doivent comporter un chaînage de section minimale :

3cm<sup>2</sup> pour les aciers ronds lisses Fe E 235 ;

2cm<sup>2</sup> pour les aciers HA Fe E 400 ;

1,6cm<sup>2</sup> pour les aciers HA Fe E 500.

La continuité du chaînage doit être assurée par recouvrement suffisant et dans les angles.

**2.7.6. Enrobage :**

Par défaut, l'enrobage est de 5cm.