# Chapitre 4

# Fondations superficielles

## 6.1 Introduction

La détermination des dimensions des structures des bâtiments a pour objet d'assurer un état d'équilibre stable. L'ensemble construction - sol d'assise doit rester en équilibre sous l'ensemble des actions appliquées. Les fondations représentent les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol. Elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage (infrastructure) puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

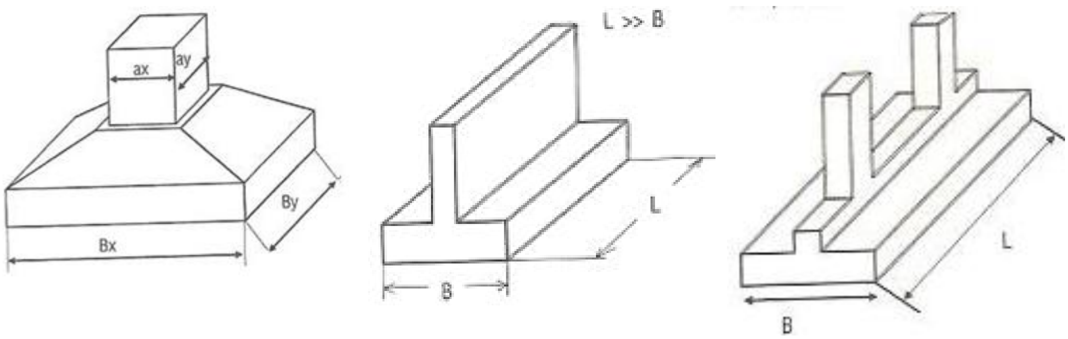
La fondation doit assurer l'équilibre entre la pression engendrée par la sollicitation (descente de charge de la construction) et la résistance du sol (contrainte admissible).

La fondation doit transmettre les charges qu'elle reçoit de la superstructure au sol d'assise choisi (grâce aux données de l'étude géotechnique).

Les charges qui arrivent depuis la superstructure sont redirigées vers le sol de manière linéaire ou de manière ponctuelle suivant la configuration (élément de type voile ou de type poteau).

Les fondations superficielles sont réalisées sur des terrains à une faible profondeur inférieure à 3m. La typologie des semelles dépond des éléments portés, on d éstingue:

- semelle isolée (sous les poteaux)
- semelle filante (sous les murs ou plusieurs poteaux)
- radier (non traité dans ce cours).




Semelle isolée sous poteau    Semelle filante sous mur    Semelle filante sous poteaux

**Figure 6.1 :** *différents types semelles superficielles.*

La frontière entre les fondations superficielles et les fondations profondes est usuellement fixée de la façon suivante :

-On classe parmi les fondations profondes les fondations dont la profondeur d'encastrement dans le sol est supérieure à 3 mètres ou 6 fois (H > 6B) sa plus petite dimension.

-Dans le cas contraire, on parle de fondation superficielle.

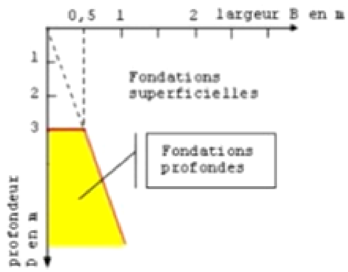



**Figure 6.2 :** *Frontière entre semelle superficielle et filante.*

## 6.2 Notations

On utilise les notations et le vocabulaire définis sur la Figure 6.3.

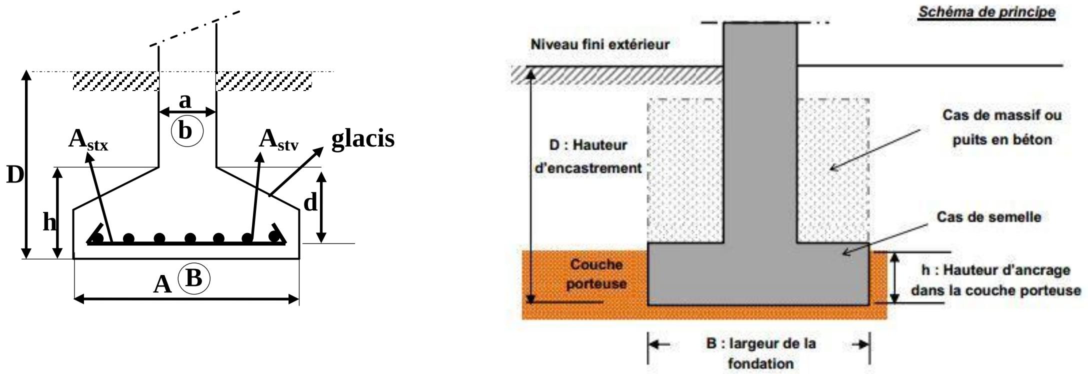



**Figure 6.3 :** *Notations pour les fondations superficielles.*

## 6.3 Profondeur hors-gel et dimensions minimales

La base de la fondation est arrêtée à un niveau tel que l'eau incluse dans le sol ne gèle pas. Selon la région 50 $cm \leq D \leq 90$ $cm$ et il faut ajouter 5 $cm/200m$ pour des altitudes supérieures à 150$m$. Par exemple, à Batna $D \geq 50$ $cm$, donc pour une construction à Batna à 1000$m$, $D \geq 75$ $cm$.
Cette profondeur dépend essentiellement de deux paramètres : la nature du sol (notamment de sa teneur en eau) et le climat.
Il est recommandé :
De descendre à une profondeur d'au moins 0.50 m pour les zones en climat tempéré.
D'aller au-delà de 1m en montagne, compte tenu de l'altitude et de la nature du sol.

Une fondation superficielle aura une largeur minimale de 40 cm et une hauteur minimale de 20 cm. Son piédroit sera au minimum de 6Ø + 6 cm, ou Ø est le diamètre des aciers (voir Figure 6.4). De plus, si D ≥ 3.00m, on doit vérifier B ≥ D/6 (sinon, on parle de fondations profondes, voir DTU 13.2).

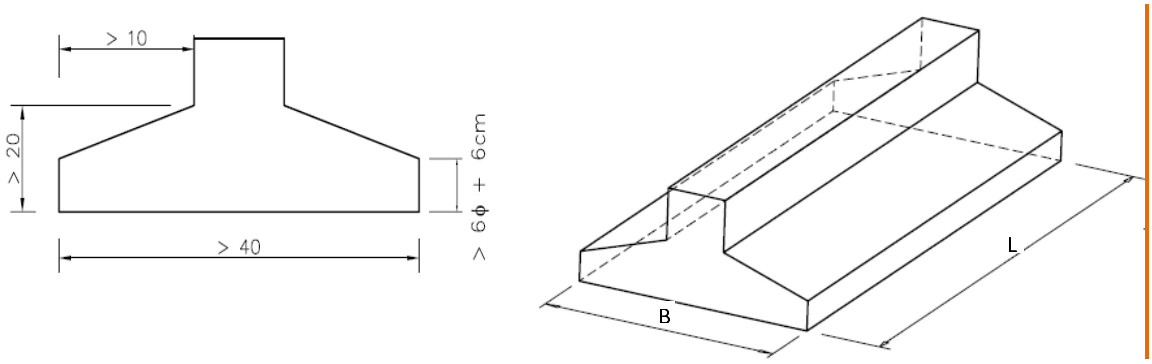



**Figure 6.4 :** *Dimensions minimales d'une fondation superficielle.*

## 6.4 Règlements utilisés

Dans les années passées, la justification des ouvrages de fondations était soumise à plusieurs règlements :
- Fondations superficielles et fondations profondes :

DTU 13.12 -Fascicule 62 Titre V (recommandation pour les marchés publics)
-Calcul des ouvrages : BAEL 91
Avec l'arrivée des Eurocodes, de nouvelles normes sont à appliquer :
-L'EN 1997-1-1 (Appelée communément Eurocode 7) et son annexe nationale pour la détermination des caractéristiques du sol à partir d'essais géotechnique in-situ.
-L'EN 1992-1-1 pour le dimensionnement béton armé.

### 6.5 Sollicitations et combinaisons d'actions

Il faut étudier la stabilité de la semelle dans trois cas :

- en cours de construction
- en phase d'exploitation
- en situation accidentelle

Il est important également de tenir compte du niveau d'eau dans le sol.
La semelle peut-être soumise à différents efforts :

- forces verticales (ascendantes ou descendantes)
- forces horizontales
- moments de flexion ou de torsion

Les efforts appliqués proviennent de plusieurs origines :

- Charges permanentes, poids propre.
- Charges d'exploitation.
- Charges climatiques (neige et vent)
- Charges accidentelles (séisme, choc,...).

| DTU 13.12 | CCTG-Fascicule 62 |
|---|---|
| BAEL 91 –Article A.3.3 | Chapitre A 5.^page22. |
| Combinaisons ELU Fondamentales : $1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_1}Q_1 + \sum_{>i} 1.3\psi_{oi}Q_i$ | Combinaisons ELU Fondamentales : (A.5.2.2) $1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_1}Q_{1k} + \sum_{>i} 1.3\psi_{oi}Q_{ik}$ |
| Combinaisons ELU Accidentelles : $G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11}Q_1 + \sum_{>i} \psi_{2i}Q_i$ | Combinaisons ELU Accidentelles : (A.5.2.2) $G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11}Q_{1k} + \sum_{>i} \psi_{2i}Q_{ik}$ |
| Combinaisons ELS rares : $G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_{>i} \psi_{0i}Q_i$ | Combinaisons ELS rares : $G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_{>i} \psi_{0i}Q_{ik}$ |
| On retient pour :<br>L'ELU : $1.35G_{max} + 1.5Q_1$<br>L'ELS $1G_{max} + Q_1$ | Combinaisons ELS fréquentes : (A.5.3.2) $G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_{>i} \psi_{0i}Q_{ik}$ |

### 6.6 Vérification de la stabilité de la semelle.

### 6.6.1 Portance du sol d'assise

Il s'agit de vérifier que les contraintes appliquées sur le sol d'assise restent inférieures à la capacité portante de ce sol.
Principe de vérification de la capacité portante

| DTU 13.12 | CCTG-Fascicule 62 |
|---|---|
| Calcul aux ELU<br>Il faut vérifier que :<br>$$\sigma_{réf} \leq q_u$$<br>$\sigma_{réf}$ : contrainte de référence<br>$q_u$ : contrainte de calcul du sol d'assise Dans les cas de combinaisons d'actions pour lesquelles l'action du vent est dominante.<br>$$\sigma_{réf} \leq 1.33\, q_u$$<br>$$q_u = \frac{\overline{q_u}}{2}$$<br>la contrainte de calcul est déterminée à partir de la contrainte de rupture du sol $\overline{q_u}$ (déterminée à l'aide d'essai de laboratoire ( $\gamma, \varphi, C$) ou d'essai préssiométrique). | Calculs aux ELU et aux ELS<br>Il faut vérifier :<br>$$\sigma_{réf} \leq \frac{1}{\gamma_q}(q_u^{'} - q_0^{'})i_{\delta\beta} + q_0^{'}$$<br>$\gamma_q$ =2 aux ELU<br>$\gamma_q$=3 aux ELS<br>La valeur de la contrainte de rupture $q_u^{'}$ est calculée à partir de la contrainte de rupture du sol *(déterminée à l'aide d'essais de laboratoire* ( $\gamma, \varphi, C$) *ou d'essai pressiométrique ou pénétrométrique ).*<br>La contrainte $q_u^{'}$ est la contrainte dans le sol au niveau de la semelle avant construction de l'ouvrage.<br>Le coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$ est un coefficient tenant compte de l'inclinaison des charges et calculé pour deux cas de sol d'assise : sol cohérent et sol frottant |

### 6.6.2 Contrainte de référence$\sigma_{réf}$.

Lorsque la répartition des contraintes du sol n'est pas uniforme (seulement linéaire), on admet de comparer $\sigma_{réf} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4}$ à la valeur de la contrainte de calcul du sol q ($q_u$ à l'ELU et $q_s$ à l'ELS) ou les contraintes σ sont obtenues par l'´equilibre statique sous le chargement (N;M), comme indique sur la Figure 7.5.

$$\sigma_{réf} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} \leq q \tag{6.1}$$

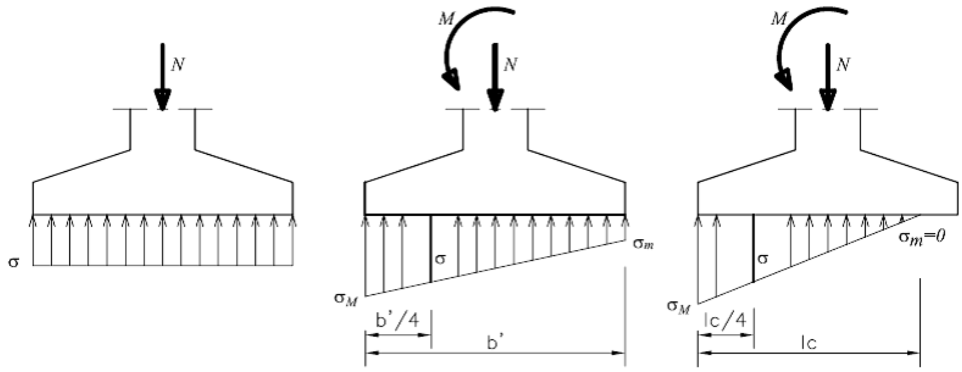



**Figure 6.5 :** *Répartition des contraintes sous la semelle.*

| DTU 13.12 | CCTG - Fascicule 62 |
|---|---|
| Quelque soit le diagramme retenu, la valeur de la contrainte de référence $\sigma_{réf}$ . Est conventionnellement choisie au quart de la | La justification des fondations vis-à-vis de certains états-limites est menée à partir d'une contrainte conventionnelle de référence |

| | |
|---|---|
| zone comprimée : $\sigma_{réf} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4}$ | notée: $\sigma_{réf} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4}$ |

Le DTU 13.12 est plus particulièrement appliqué en bâtiment alors que le fascicule 62 sera plus approprié aux ouvrages d'art.

### 6.6.3 Estimation de la capacité portante selon l'EN 1997-1

Vis-à-vis de la stabilité externe des fondations, l'EC7 impose la vérification suivante :

$$V_d \leq R_d$$

$V_d$ : représente la charge de calcul à l'ELU, normale à la base de la fondation et comprenant le poids de la fondation et du matériau de remblai éventuel.

$R_d$ : représente la capacité portante de calcul de la fondation (et donc du sol de fondation) vis-à-vis des charges normales

NB **:** il est clairement indiqué que cette vérification de capacité portante doit être faite aux ELU, tout comme c'est le cas pour le DTU13.12.

NB : D'après les Recommandations professionnelles, si le vent est l'action variable de base, l'inégalité à vérifier est :

$$V_d \leq 1.33 R_d$$

L'annexe D de la norme EN 1997-1 décrit une méthode pour déterminer la capacité portante d'un sol en tenant compte des paramètres suivants :

_ Les propriétés intrinsèques du sol $c_u, \varphi', c'$), caractérisées par :

$c_u$ : Cohésion non drainée.

$\varphi'$ : Angle de frottement interne en contraintes effectives

$c'$ : Cohésion effective.

_ L'excentricité et l'inclinaison des charges de calcul.

_ La forme, la profondeur et l'inclinaison de la fondation.

_ L'inclinaison de la surface du terrain.

_ Les pressions d'eau dans le sol et les gradients hydrauliques.

_ La stratification du sol (propriétés des couches successives).

L'annexe D prévoit deux cas de figures, vis-à-vis d'une éventuelle présence de nappe phréatique :

- Calcul en conditions drainées.
- Calcul en conditions non-drainées.

### 6.6.4 Soulèvement de la semelle

Il s'agit de vérifier que la surface comprimée du sol d'assise soit supérieure à un certain minimum.

| DTU 13.12 CCTG | Fascicule 62 |
|---|---|
| Le DTU 13.12 ne fait aucune vérification de décompression du sol. | Calculs aux ELS<br>"La surface de sol comprimé sous la fondation doit être au moins égale à 75% de sa surface totale sous combinaisons rares."<br>"Le sol sous la fondation doit rester entièrement comprimé sous combinaisons fréquentes." |

### 6.6.5 Renversement de la semelle

Il s'agit de vérifier que la semelle ne se renverse pas.

| DTU 13.12 CCTG | Fascicule 62 |
|---|---|
| Le DTU 13.12 ne fait aucune vérification.. | Calculs aux **ELU**, sous combinaisons fondamentales et sous combinaisons accidentelles<br>" La surface de sol comprimé sous la fondation doit être au moins égale à 10% de la surface totale de celle-ci. " |

### 6.6.6 Glissement de la semelle

Il s'agit de vérifier que la semelle ne glisse pas sur son sol d'assise.

- ✓ Calculs dans deux plans ($O_x$ et $O_y$) pour les semelles isolées.
- ✓ Calculs dans un plan ($O_x$) pour les semelles filantes.

| DTU 13.12 CCTG | Fascicule 62 |
|---|---|
| Calculs aux **ELU**.<br>"Condition de non-glissement de la fondation sur le sol : il faut s'assurer que l'inclinaison de la résultante par rapport à la normale au plan de contact de la fondation avec le sol reste dans le cône de glissement de demi-angle au sommet tel que :<br>$tg(\delta) = \frac{H}{V} \leq 0.5$ | Calculs aux ELU<br>La vérification étant la suivante :<br>$H \leq H_{lim} = \frac{Vtg(\varphi)}{1.2} + \frac{C.A_c}{1.5}$ |

### 6.7 Dimensionnement des semelles (BAEL 91 , DTU 13.12 et le fascicule 62).

Deux méthodes permettent de dimensionner la semelle vis à vis du règlement béton armé :

- La méthode des bielles, si la semelle n'est pas soumise à des moments de flexion ou si l'excentricité due au moment appliqué reste en deçà d'une certaine valeur.
- La méthode des moments (méthodes des consoles), si la semelle est soumise à la flexion.

Il est important de noter que la méthode des bielles décrites ci-après (issue du DTU13.12) est tout à fait applicable dans le cadre de l'Eurocode comme l'indique les recommandations professionnelles.

### 6.7.1 Différents types de semelles continues

#### 6.7.1.1 Semelle sous mur non-armée transversalement

On parle de semelle en gros béton (semelle en rigole), la hauteur de la fondation h est au moins égale au double du débord $(b' - b)/2$ et que le mur transmet une charge uniforme et centrée (Figure 6.7). Si le sol est très homogène, le ferraillage de chainage n'est pas nécessaire.

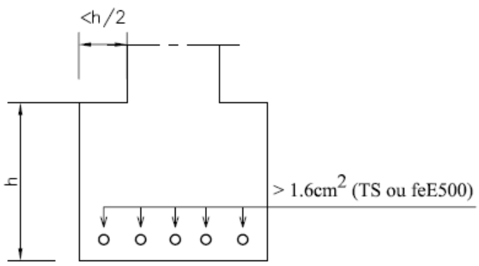



**Figure 6.6 :** *Semelle filante en gros béton.*

### 6.7.1.2 Semelle continue sous mur en béton armée

On distingue les semelles flexibles de faible épaisseur qui travaillent en flexion et les semelles rigides.

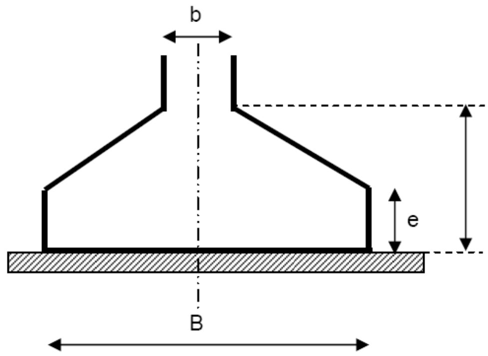



**Figure 6.7 :** *Semelle filante en béton Armé.*

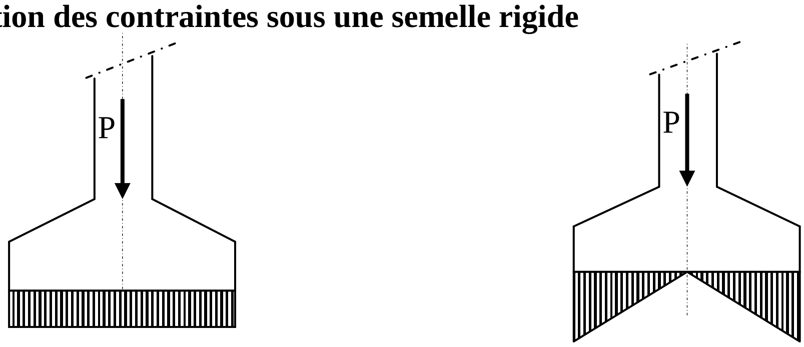
Une semelle est considérée comme rigide si :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5cm \qquad 6.2$$

a hauteur utile d= (h-c) est donnée par une condition de rigidité : $\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b$).

De plus la hauteur h ne pourra jamais être inférieure à 15 cm La section d'acier transversale est calculée par la méthode des bielles.

### 6.7.3 Répartition des contraintes sous une semelle rigide




$$q = \frac{P}{1 * B}$$

a- sol cohérent ou pulvérulent

$$q = \frac{2P}{1 * B}$$

b- Sol rocheux ou massif en Béton

**Figure 6.8 :** *Répartition des contraintes sous une semelle rigide.*

## 6.8 Semelles rigides sous mur soumises à une charge centrée

### 6.8.1 Répartition rectangulaires des contraintes

L'examen de la distribution des contraintes dans une semelle rigide conduit à considérer que le comportement de la semelle comme une succession de bielles de béton travaillant en compression et transmettant les efforts de traction aux armatures inférieures. Cette approche de calcul pour la détermination des armatures est appelée « Méthode des bielles ». Cette méthode est décrite dans l'annexe 2 du DTU 13.12.

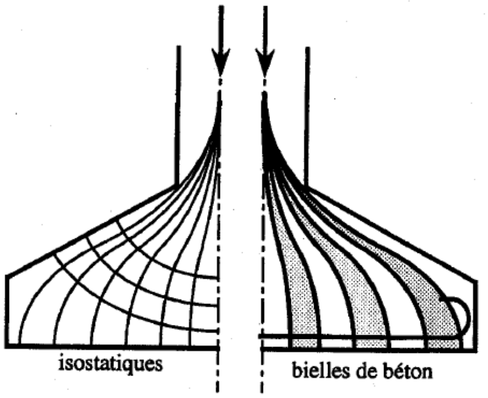



**Figure 6.9 :** *Répartition des bielles de compression dans la semelle.*

### 6.8.2 Domaine d'application de la méthode des bielles

- ✓ Semelle rigide : $\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b$ ,
- ✓ Sol entièrement comprime : $e_s \leq \mathrm{B}/6$ ,
- ✓ Poteau entièrement comprime : $e_p \leq \mathrm{b}/6$

La figure 6.10 définie ces différentes excentricités et les notations utilisées pour définir la géométrie d'une fondation.

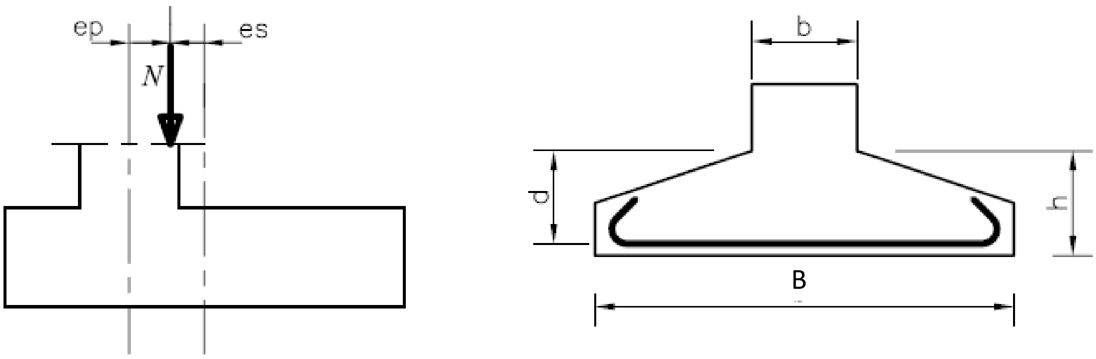



**Figure 6.10 :** *Définition des excentricités $e_s$ et $e_p$ et des notations définissant la géométrie de la fondation.*

### 6.8.3. Dimensionnement de la semelle

En posant $q_u$ égal à la contrainte limite du sol et $\sigma_{sol}$ la contrainte réellement appliquée.
En appliquant la condition de rigidité, on aura:

$$B \geq \frac{P_u}{q_u}, \quad d \geq \frac{B-b}{4}, \quad c \geq 3cm \qquad 6.3$$

mais aussi que :

$e_{max}$ = (15 *cm*; 6Ø+ 6 *cm*) pour les barres sans crochets
$e_{max}$ = (15 *cm*;12Ø + 6 *cm*) pour les barres avec crochets

Ces deux conditions n'ont aucun intérêt si la semelle n'est pas à pans coupés, mais à hauteur constante.

### 6.8.4 Détermination des armatures

**Principe de la méthode des bielles**

La charge $P_u$ est transmise au sol par l'intermédiaire de bielles de béton comprimées maintenues entre-elles par les armatures inferieures.

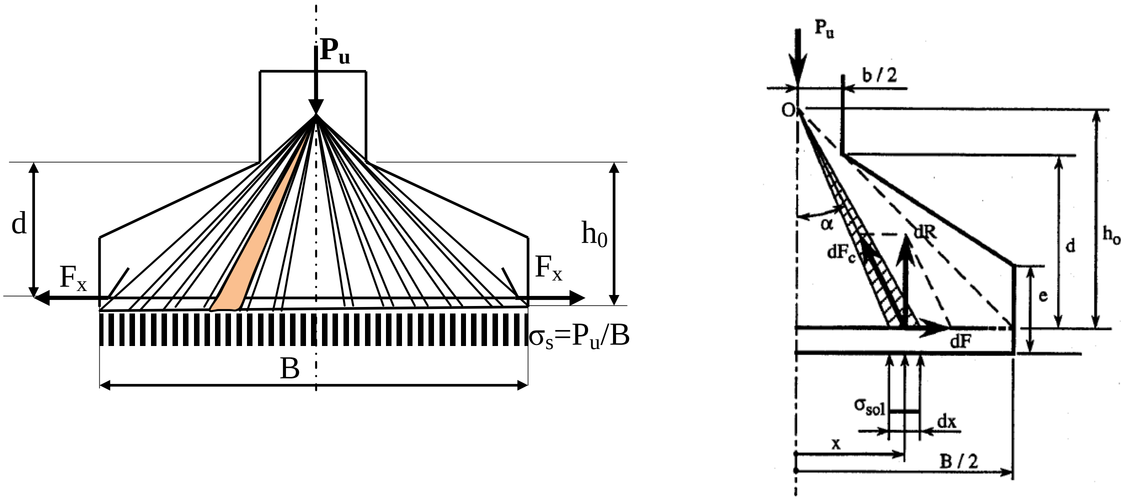



**Figure 6.11 :** *Transmission de l'effort normal selon des bielles de béton comprimées. Equilibre d'un tronçon élémentaire d'armature.*

On considère que toutes les bielles de béton comprimées passent par un point O défini Par :

$$\frac{B}{h_0} = \frac{B-b}{d} \tag{6.4}$$

Comme la semelle repose sur un sol non rocheux, la contrainte au sol est uniforme à la base, elle est égale à : $\sigma_{sol} = \frac{P_u}{Bx1m}$
D'où l'expression de la réaction exercée par le sol sur une tranche ($d_x$ x 1m), soit :

$$dR = \sigma_{sol} x (d_x x 1) = \frac{P_u}{B} dx \tag{6.5}$$

dR : est décomposé en un effort de compression dans la bielle de compression $dF_c$ et de traction dans l'armature $dF_x$.
L'effort de traction en x = 0 peut être obtenu par intégration en posant :

$$F_x = \int_0^{B/2} dF_x = \int_0^{B/2} \frac{P_u}{Bh_0} dx = \frac{P_u B}{8h_0} = \frac{P_u(B-b)}{8d} \tag{6.6}$$

Comme la contrainte limite de traction dans les armatures est égale à $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$, on obtient la section d'armatures par mètre linéaire de semelle, soit :

$$A_{st} = \frac{P_u(B-b)}{8\,d\sigma_{st}} \qquad 6.7$$

avec d = 0,9.h

Remarque : cette relation est à multiplier par 4/3 dans le cas des sols rocheux : ($\sigma_{sol} = \frac{2P_u}{Bx1m}$)

Soit :

$$A_{st} = \frac{P_u(B-b)}{6\,d\sigma_{st}} \qquad 6.8$$

$\sigma_{st}$ : dépend des 3 états de fissuration définis dans le BAEL 91 :

Fissuration non préjudiciable (FNP) $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$: avec $\begin{cases} f_e : limite\ élastique \\ \gamma_s = 1.15\ situation\ durable \\ et\ \gamma_s = 1\ situation\ accédentelle \end{cases}$

Fissuration préjudiciable(FP) $\sigma_{st} = \xi = min\begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ \max\ (0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\ ) \end{cases}$

avec :$\begin{cases} \eta = 1\ pour\ RL \\ \eta = 1.3\ pour\ HA < 6mm \\ \eta = 1.6\ pour\ HA > 6mm \end{cases}$

Fissuration très préjudiciable (FTP) $\sigma_{st} = 0.8\ \xi$

On calcule ensuite la longueur de scellement pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'ancrage.

$$l_s = \frac{\phi}{4}\frac{f_e}{0.6\psi_s^2 f_{tj}}\ avec \begin{cases} \psi_s = 1\ pour\ (RL); 1.6\ pour\ (\ HA) \\ f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \end{cases}$$

- Si $l_s \geq \frac{B}{4}$ : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des ancrages courbes,
- Si $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter crochet,
- Si $l_s < \frac{B}{8}$ : les barres ne comportent pas de crochet et il est possible d'arrêter une barre sur deux à 0.71B ou alterner des barres de 0.86 B figure .

De plus, les armatures principales sont complétées par des armatures longitudinales de répartition placées sur la largeur B et de section : $A_{ry} \geq A_{stx}\ \frac{B(m)}{4}$

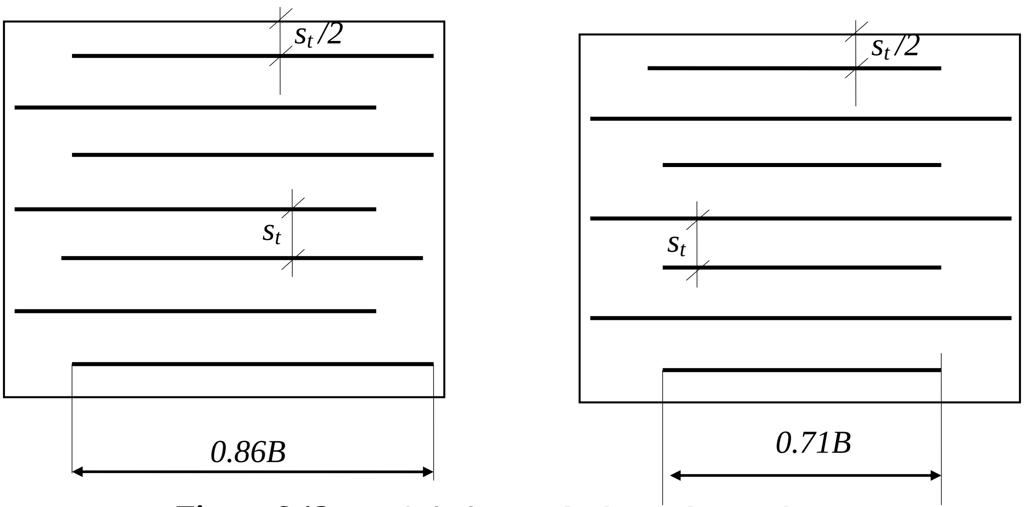



**Figure 6.12 :** *Arrêt forfaitaire des barres lorsque $l_s$ < B/8.*

**Espacement des armatures.**

Pour ce qui est des armatures résistantes (armatures transversales), ces dernières sont calculées par mètre linéaire. En général, on laisse donc un demi-espacement au début à la fin, ce qui revient à diviser la longueur de 1m par n, n étant le nombre de barre.

Par exemple, si on doit placer 5A10 sur une longueur de 1m, on aura 100/5 = 20 cm d'espacement :

- ✓ Un 1er espacement de 10cm (demi-espacement).
- ✓ quatre espacements intermédiaires de 20cm.
- ✓ Un dernier espacement de 10cm (demi-espacement).

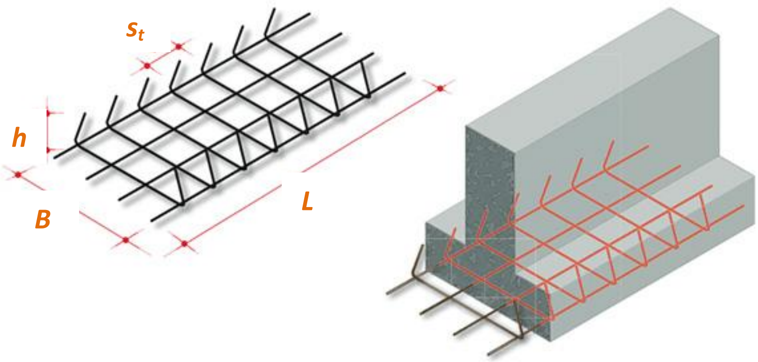



**Figure 6.13 :** *Exemple de disposition de ferraillage.*

### 6.8.5 Application

**Dimensionnement d'une semelle filante sous charges centrées**

Une semelle filante supportant un mur de 30 cm de largeur et supportant des charges permanente G=0.5 MN/m et d'exploitation Q=0.25 MN/m. Le sol sur lequel elle repose, a une contrainte admissible à l'ELU $q_u$ = 0.57 MPa. Le béton utilisé sera du C30/37 et les aciers d'armatures seront réalisés avec des barres HA en S500. On désire dimensionner la fondation suivant le DTU 13.12.

1-Caractéristiques des matériaux :

Béton : en $compression\ f_{bu} = \frac{0.85 f_{28}}{1.5}$ AN : $f_{bu} = 17MPa,$

en traction $f_{t28} = 0.06f + 0.6 \quad f_{t28} = 2.4MPa$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{1.15}$ AN : $\sigma_{st} = 435.0\ MPa$

Sol : $q_u$ = 0.57 MPa

2-combinaison d'action

*Pour L'ELU :* $P_u = 1.35\ G_{max} + 1.5\ Q_1$ AN $P_u$ =1.05 MN/m.

*Pour L'ELS :* $P_s = G_{max} + Q_1$ AN : $P_s$ =0.75 MN/m

3- dimensionnement de la semelle

Largeur de la semelle:

$B \geq \frac{P_u}{q_u x 1}$ AN $B \geq \frac{1.05}{0.57}$ soit $B = 1.84m\ on\ prend\ B = 1.85m$

Hauteur de la semelle :

$d \geq \frac{B-b}{4}$ AN $d = \frac{1.85-0.30}{4}$ soit $d = 0.38m$ , h = 40+5= 45 cm

En prenant en compte le poids propre de la semelle (largeur = 2 m, hauteur = 0.40 m)

-$P_{semelle}$ = 1 x 2 x 0.4 x 25 = 20 kN/m = 0.02 MN/m,

Les charges ultime et de service deviennent :

-$P_u$ = 1.05 + 1.35 x 0.02 = 1.077 MN/m

-$P_S$ = 0.75 + 0.02 = 0.77 MN/m

$B \geq \frac{P_u}{q_u x 1} = \frac{1.077}{0.57} = 1.89m$ et $d \geq \frac{1.90-0.30}{4} = 0.390\ m$ soit $B = 1.90\ m\ et\ h = 0.45\ m$

4- calcul du ferraillage

Armatures principales : $A_{st} = \frac{P_u(B-b)}{8d\sigma_{st}}$

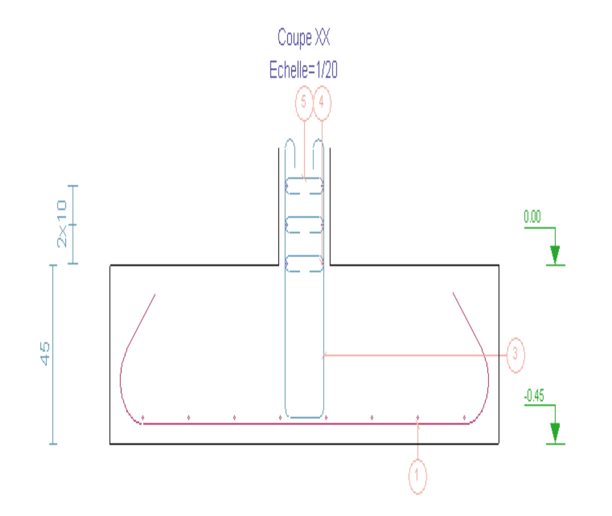
$A_{st} = \frac{1.077(1.90-0.3)}{8x40x435} = 12.38\ cm^2\ soit\ 4HA\ 20\ esp\ de\ 25\ cm$

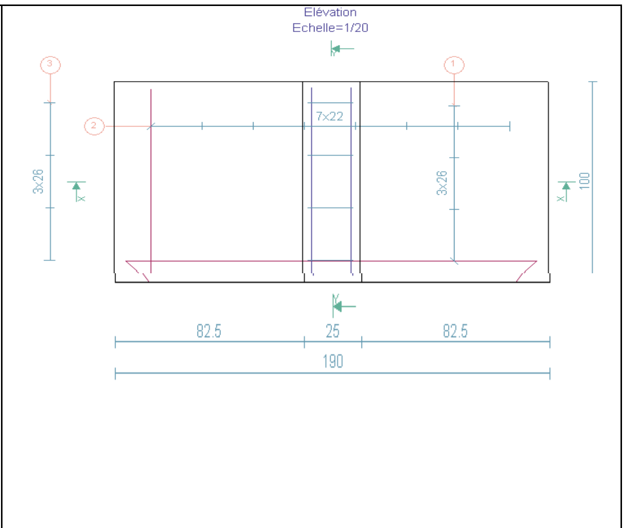
Longueur de scellement : $l_s = \frac{\phi}{4}\frac{f_e}{0.6\psi_s^2 f_{tj}}$ $AN: l_s = \frac{20}{4}\frac{500}{0.6x1.6^2x2.4}$

Soit $l_s = 0.77m > \frac{B}{4}$ toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des ancrages courbes

Armatures longitudinales : $A_{rs} \geq \frac{A_{st}}{4}$ AN : $A_{rs} = \frac{12.38x1.90}{4} = 5.90cm^2$

soit 8HA10 esp de 22 cm




| Barre | | Lg | Forme |
|---|---|---|---|
| 1 | 4HA20 | 250 | 32 32 / 135° 182 135° |
| 2 | 8HA10 | 92 | 92 |
| 3 | 4HA10 | 178 | 71 / 20 |
| 4 | 6HA10 | 95 | 95 |
| 5 | 12HA8 | 37 | 20 |

## 6.9 Semelles rectangulaires sous poteau soumises à une charge centrée

### 6.9.1 Dimensionnement de la semelle

Considérant un poteau de section a x b et une semelle de dimensions A x B, on a par homothétie :

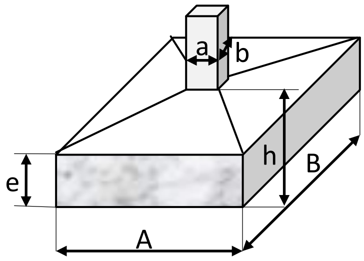
$$\frac{A}{B} \geq \frac{a}{b} = k$$

Comme A et B doivent satisfaire à la relation :

$A.B \geq \frac{P_u}{q_u} = k$ *on obtient :* $\quad A \geq \sqrt{\frac{\mathrm{a}}{\mathrm{b}}\frac{P_u}{q_u}}$ *ou* $B \geq \sqrt{\frac{\mathrm{b}}{\mathrm{a}}\frac{P_u}{q_u}}$

Hauteur de la semelle : $d \geq max\left(\frac{A-a}{4};\frac{B-b}{c}\right)$

$$d < min\{(A-a);(B-b)\}$$




puis h = max ( 0,15 m ; d + 0,05 m )

### 6.9.2 Calcul des armatures

Armatures parallèles au petit côté A

$$A_{stx} \geq \frac{P_u(A-a)}{8d_a\sigma_{st}} \quad 6.9$$

Armatures parallèles au grand côté B

$$A_{sty} \geq \frac{P_u(B-b)}{8d_b\sigma_{st}} \quad 6.10$$

La figure 6.14 montre le principe de disposition des armatures dans les deux directions

Dans le cas des sols rocheux, ces relations deviennent :

Pour le dimensionnement : $A \geq \sqrt{\frac{3}{2}\frac{\mathrm{a}}{\mathrm{b}}\frac{P_u}{q_u}}$ ; $B \geq \sqrt{\frac{3}{2}\frac{\mathrm{b}}{\mathrm{a}}\frac{P_u}{q_u}}$

Pour les sections d'armatures :

$$A_{sX} \geq A_{stx}\,\frac{9B}{8A} \;\; ; A_{sY} \geq A_{sty}\ \max\left(1;\frac{9A}{8B}\right) \quad 6.11$$

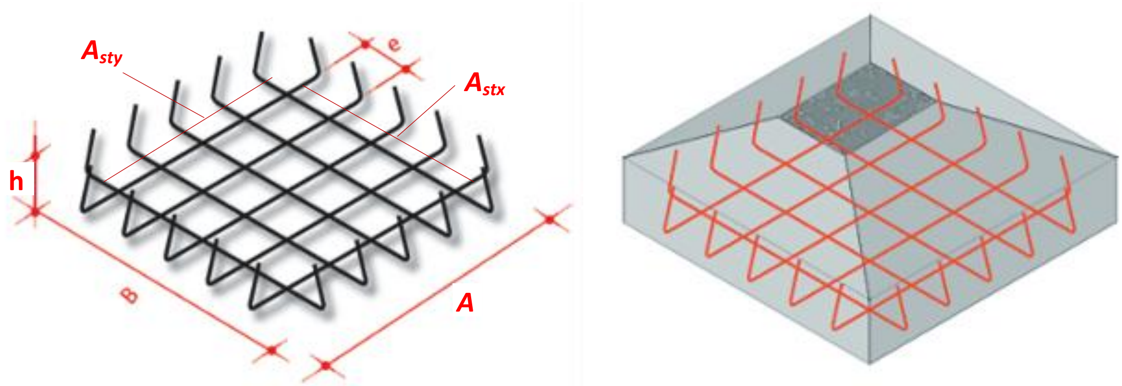



**Figure 6.14 :** *Exemple de disposition de ferraillage pour une semelle isolée.*

### 6.9.3 Application

**Dimensionnement d'une semelle isolée sous charge centrée**

Une semelle rectangulaire isolée supportant un poteau de 30x40 cm de largeur et subissant des charges permanente G=0.35 MN et d'exploitation Q=0.25MN. Le sol sur lequel elle repose, a une contrainte admissible $q_u$= 0.30 MPa. Le béton utilisé sera du B25 (fissuration non préjudiciable) et les aciers d'armatures sont en barres HA $F_e$ E 400. On désire dimensionner cette semelle suivant le DTU 13.12.

**Etapes de calcul :**

1-Combinaison d'action

*Pour L'ELU :* $P_u = 1.35\ G_{max} + 1.5\ Q_1$ AN $P_u$ =0.85 MN.

*Pour L'ELS :* $P_s = G_{max} + Q_1$ AN : $P_s$ =0.60 MN

2- dimensionnement de la semelle

Calcul de la longueur de la semelle:

$B \geq \sqrt{\frac{b}{a}\frac{P_u}{q_u}}$ AN $B \geq \sqrt{\frac{40}{30}\frac{0.85}{0.30}}$ soit $B = 1.94m$ $on\ prend\ A = \frac{a}{b}B = 1.46m$

Hauteur de la semelle :

$d \geq \max\left(\frac{B-b}{4};\frac{A-a}{4}\right)$ AN $d = \max(0.29; 0.385)$ soit $d = 0.40\ m$ , h = 40+5= 45 cm

En prenant en compte le poids propre de la semelle (B = 2 m, A=1.5m et hauteur = 0.45 m)

-$P_{semelle}$ = 1.5 x 2 x 0.45 x 25 = 34 kN/m = 0.034 MN.

Les charges ultime et de service deviennent :

-$P_u$ = 0.85 + 1.35 x 0.034 = 0.90 MN/m

-$P_S$ = 0.60 + 0.034 = 0.634 MN/m

$B \geq \sqrt{\frac{b}{a}\frac{P_u}{q_u}}$ AN $B \geq \sqrt{\frac{40}{30}\frac{0.90}{0.30}}$ soit $B = 2m; A = \frac{a}{b}B = 1.50m\ et\ h = 0.45\ m$

4- calcul du ferraillage

Armatures suivant A : $A_{stx} = \frac{P_u(A-a)}{8d\sigma_{st}}; A_{st} = \frac{0.90(1.50-0.3)}{8x40x348} = 9.70\ cm^2$

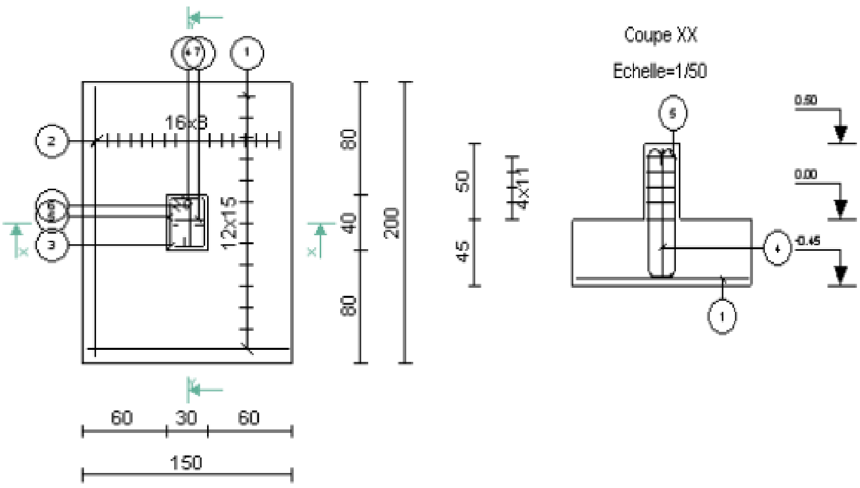
$soit\ 13HA\ 10\ esp\ de\ 15\ cm$

Armatures suivant B : $A_{sty} = \frac{P_u(B-b)}{8d\sigma_{st}}; A_{st} = \frac{0.90(2-0.4)}{8x40x348} = 12.93\ cm^2$

$soit\ 17HA\ 10\ esp\ de\ 8\ cm$

Longueur de scellement suivant $A\ et\ B$ : $l_s = \frac{\phi}{4}\frac{f_e}{0.6\psi_s^2 f_{tj}}$ $AN: l_s = \frac{10}{4}\frac{400}{0.6x1.5^2x2.1}$

Soit $\left(\frac{A}{4};\frac{B}{4}\right) < l_s = 0.35m < \left(\frac{A}{4};\frac{B}{4}\right)$ toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle sans ancrages courbes.




| Barre | | Lg | Forme |
|---|---|---|---|
| 1 | 13HA10 | 144 | 144 |
| 2 | 17HA10 | 194 | 194 |
| 3 | 6HA10 | 121 | 11 21 180° 87 90° |
| 4 | 2HA8 | 113 | 8 16 180° 87 90° |
| 5 | 5HA8 | 136 | 25 35 |
| 6 | 5HA8 | 52 | 35 |
| 7 | 5HA8 | 42 | 25 |

**Figure 6.15 :** *Plan de ferraillage de la semelle.*

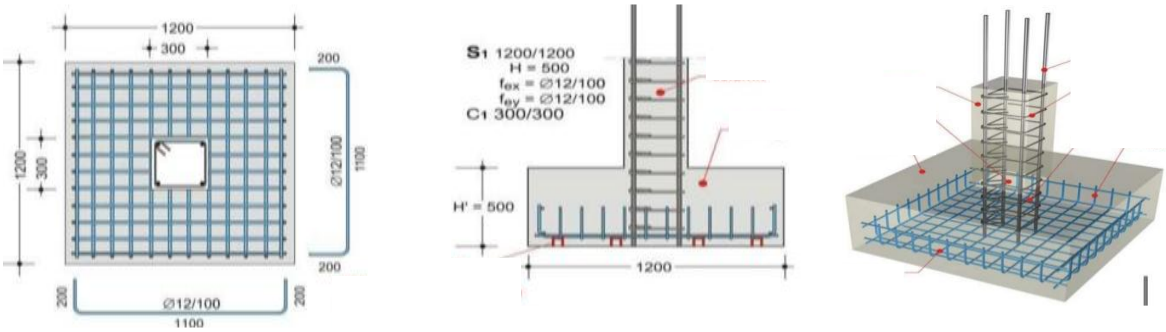
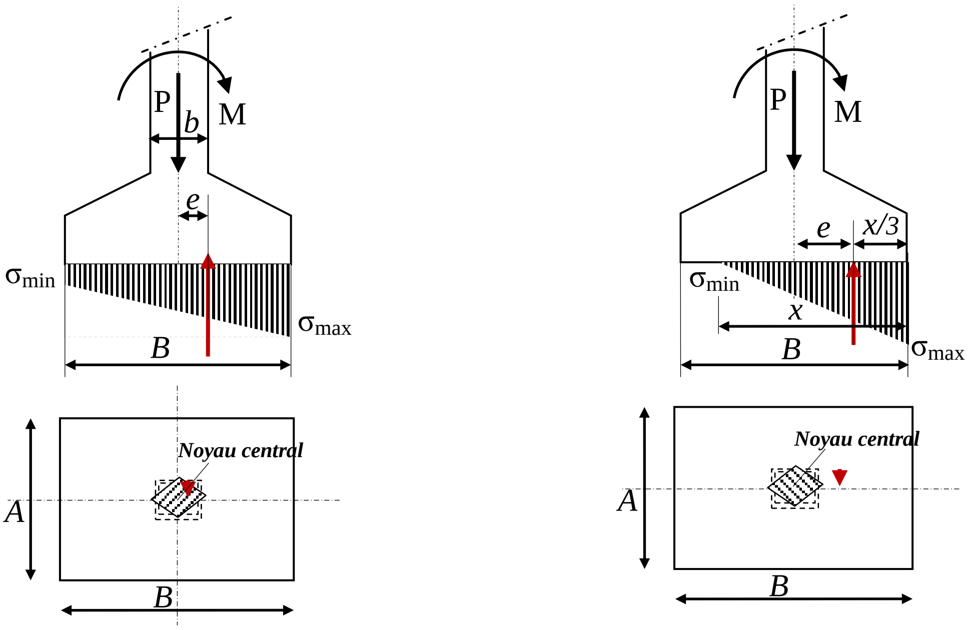



**Figure 6.16 :** *Exemple de ferraillage d'une semelle rectangulaire.*

## 6.10 Semelles rectangulaires soumises à un effort normal et un moment de flexion

### 6.10.1 Diagrammes des contraintes




Cas 1 : $e \leq \frac{B}{6}$ (dans le noyau central)

Cas 2 : $e > \frac{B}{6}$ (hors du noyau central)

**Figure 6.17 :** *Répartition des contraintes sous une semelle excentrée.*

Considérant une semelle rectangulaire A x B et dans la mesure où le sol ne peut reprendre de traction, deux cas de figure se présentent :

- $e \leq \frac{B}{6}$: dans ce cas le diagramme des contraintes est trapézoïdale et

$$\sigma_{max} = \frac{P}{AXB}\left(1 + 6\frac{e}{B}\right) \ ; \sigma_{min} = \frac{P}{AXB}\left(1 - 6\frac{e}{B}\right) \qquad 6.12$$

- $e > \frac{B}{6}$: dans ce cas le diagramme des contraintes est triangulaire et

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{3A(\frac{B}{2} - e)} \quad car\ P = \frac{\sigma_{max}}{2} Ax \ ; e = \frac{B}{2} - \frac{x}{3} \qquad 6.13$$

### 6.10.2 Conditions de résistance du sol (dimensionnement)

- $e \leq \frac{B}{6}$ alors $\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{P}{AXB}(1 + 3\frac{e}{B}) \leq q$
- $e > \frac{B}{6}$ alors $\sigma_{ref} = \frac{2P}{3A\left(\frac{B}{2} - e\right)} \leq \begin{cases} 1.33q \; dans\ le\ ca\ du\ vent\ dominant \\ q \qquad dans\ le\ cas\ général \end{cases}$

Dans certains ouvrages géotechniques, la condition $\sigma_{ref} = \frac{3}{4}\sigma_{max}$ , ce qui est non défavorable, car on obtient $\sigma_{ref} = \frac{P}{A(B-2e)}$

### 6.10.3 Détermination des armatures

On distingue plusieurs cas de figures, fonction de la position de la résultante des contraintes sous la semelle.

**Cas1 : La résultante est dans le noyau central *(e ≤ B/6) :***

Dans ce cas la section est entièrement comprimée.

*b-* si la différence des contraintes extrêmes est au plus égale à la moitié de la contrainte moyenne (DTU n°13) :

$$\sigma_{max} - \sigma_{min} \leq \frac{1}{2}\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \quad \text{soit} \quad e \leq \frac{B}{24} \qquad 6.13$$

On utilise la méthode des bielles en considérant comme charge appliquée, la charge fictive :

$$P' = P(1 + 3\frac{e}{B})$$

qui correspond à une contrainte de sol équivalente à $\sigma_{ref}$ .

Cette condition Eq 6.13 est parfois remplacée par :

$$\sigma_{max} - \sigma_{min} \leq \frac{2}{3}\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \quad \text{soit} \quad e \leq \frac{B}{18} \qquad 6.14$$

*b-* si la différence des contraintes extrêmes est supérieure à la moitié de la contrainte :

$$\sigma_{max} - \sigma_{min} > \frac{1}{2}\frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \quad \text{soit} \quad e > \frac{B}{24} \qquad 6.15$$

- ✓ Dans la direction B, les armatures sont calculées de telle façon à équilibrer un moment $M_1$ appliquée dans la section $S_1$ située à 0.35 b de l'axe du poteau (côté $\sigma_{max}$ ). Le moment dimensionnant est donné par la "méthode des consoles".

$$M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)^2 (1 + 4\frac{e}{B} + 1.4\frac{eb}{B^2})\ \frac{P}{2B} \qquad 6.16$$

- ✓ Dans la direction A, les armatures sont calculées suivant la méthode des bielles en considérant l'effort fictif: $P' = P(1 + 3\frac{e}{B})$

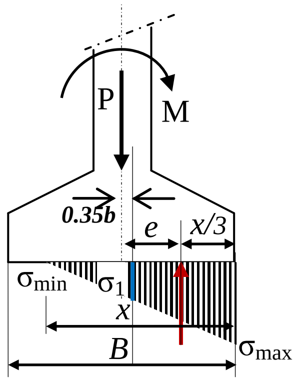
**Cas1 : La résultante est hors du noyau central *(e > B/6) :***

Dans ce cas la section est partiellement comprimée. On procède comme précédemment en b, mais

avec :$\frac{\sigma_1}{\sigma_{max}} = \frac{\left[x - (\frac{B}{2} - 0.35b)\right]}{x}$ et $x = 3(\frac{B}{2} - e)$, $M = \frac{2P}{A.x}$

$$M_1 = (4B + 0.35b - 9e)\left[\frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - 2}\right]^2 \frac{P}{27}$$

-Dans la direction B, les armatures sont calculées avec le moment M1 appliquée dans la section S1 située à 0.35 b de l'axe du poteau (côté $\sigma_{max}$ ).




- Dans la direction A, les armatures sont calculées suivant la méthode des bielles en considérant

l'effort : $P' = P(1 + 3\frac{e}{B})$

***Sections armatures :***

- ***Si e ≤ B/24)***

$$A_{stx} \geq \frac{P_u(1+\frac{3e}{B})(A-a)}{8d_a\sigma_{st}} \quad et \qquad A_{sty} \geq \frac{P_u(1+\frac{3e}{B})(B-b)}{8d_b\sigma_{st}} \qquad 6.17$$

- ***Si e > B/24)***

$$A_{stx} \geq \frac{P_u(1+\frac{3e}{B})(A-a)}{8d_a\sigma_{st}} \quad et \qquad A_{sty} \geq \frac{M_1}{d_b\sigma_{st}} \qquad 6.18$$

**6.10.4 Dimensionnement de la semelle**

Considérant un poteau de section a x b et une semelle de dimensions A x B, on a par homothétie : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$

- Si $e \leq \frac{B}{6}$ alors $\qquad A.B \geq \frac{P(1+3\frac{e}{B})}{q}$
- Si $e > \frac{B}{6}$ $alors$ $\qquad \frac{2P}{3A\left(\frac{B}{2}-e\right)} \leq \begin{cases} 1.33q \; dans\ le\ ca\ du\ vent\ dominant \\ q \qquad dans\ le\ cas\ général \end{cases}$
- $Et \qquad \frac{B-b}{4} \leq d_a, d_b \leq (A-a)$

**6.11 Semelles filantes sous mur soumises à un effort normal et un moment de flexion**

**6.11.1 Dimensionnement de la semelle**

On doit vérifier :

- Si $e \leq \frac{B}{6}$ alors $\qquad B \geq \frac{P(1+3\frac{e}{B})}{q}$
- Si $e > \frac{B}{6}$ $alors$ $\qquad \frac{2P}{3\left(\frac{B}{2}-e\right)} \leq \begin{cases} 1.33q \; dans\ le\ ca\ du\ vent\ dominant \\ q \qquad dans\ le\ cas\ général \end{cases}$
- $Et \qquad \frac{(B-b_m)}{4} \leq d \leq (B-b_m)$

**6.11.2 Détermination des armatures**

- ***Si e ≤ B/24)***

$$A_{st} \geq \frac{P_u(1+\frac{3e}{B})(B-b)}{8d\sigma_{st}} \quad et \quad A_{sr} = \frac{A_{st}B(m)}{4} \qquad 6.19$$

- ***Si e > B/24)***
  on applique la méthode des consoles pour déterminer le moment $M_1$ à reprendre

$$A_{st} \geq \frac{M_1}{d\sigma_{st}} \ et \qquad A_{sty} \geq \frac{M_1}{d_b \sigma_{st}} \qquad 6.20$$

## 6.12 Applications

### 6.12.1 application 1

semelle isolée soumise à la flexion composée

Une semelle isolée supportant un poteau de 30x 50 cm de largeur et subissant des charges permanente G=0.85 MN – $M_G$=0.10MN.m et d'exploitation Q=0.45 MN – $M_Q$=0.12MN.m. Le sol sur lequel elle repose, a une contrainte admissible = 0.45 MPa $q_u$ . Le béton utilisé sera du B30 (fissuration non préjudiciable) et les aciers d'armatures seront réalisés avec des barres HA fe E 500. On désire dimensionner la semelle suivant le DTU 13.12.

Etapes de calcul

1-Combinaisons d'action

$P_U$ =1.35 G + 1.5 Q = 1.82 MN,_ $P_S$ = G + Q = 1.30 MN

$M_U$ =1.35 $M_G$ + 1.5 $M_Q$ = 0.315 MN.m ;_ $M_S$ = $M_G$ + $M_Q$ = 0.22 MN.m

2- Dimensionnement de la semelle

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{0.315}{1.82} = 0.17m \ et \ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \ d'ou \ A = \frac{3}{5}B = 0.6B$$

En considérant l'hypothèse de la semelle entierementcomprimée : $e \leq \frac{B}{6}$ ce qui donne une dimension B=1.02m

$$\sigma_{ref} = \frac{P_u}{A.B}\left(1 + 3\frac{e}{B}\right) \leq q_u \ donc \ \left(\frac{P_u}{AB} + 3\frac{P_u e}{AB^2}\right) \leq q_u \ on \ aura: \frac{BP_u}{AB^2} + 3\frac{P_u e}{AB^2} \leq q_u$$

$$q_u AB^2 - BP_u - 3P_u e \geq 0$$

*On A=0.6B* ce dui nous donne :$0.6q_u B^3 - BP_u - 3P_u e \geq 0$

On résout l'équation du 3ème degré en B en posant l'égalité à 0, on a:

$0.27B^3 - 1.82P_u - 0.9 \geq 0$ on obtient *B =2.82m*

*On prend : B=2.90m ; A=1.70m et d=0.60m(par la condition de rigisité)soit h=0.70m*

En prenant en compte le poids propre de la semelle (longueur = 2.90 m, largeur = 1.74 m, hauteur = 0.70 m)

$P_{semelle}$ = 1.74 x 2.90 x 0.70 x 25 = 0.088 MN, les charges ultime et de service deviennent :

$P_U$ = 1.82 + 1.35 x 0.088 = 1.94 MN

$P_S$ = 1.30 + 0.088 = 1.40 MN

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{0.315}{1.94} = 0.16m \ et \ \sigma_{ref} = \frac{P_u}{A.B}\left(1 + 3\frac{e}{B}\right)$$

$$\sigma_{ref} = \frac{P_u}{A.B}\left(1 + 3\frac{e}{B}\right) = \frac{1.94}{1.74x2.9}\left(1 + 3\frac{0.16}{2.90}\right) = 0.448MPa < 0.45Mpa$$

Les dimensions de la semelle sont valables.

3-calcul du ferraiallage

Si on souhaite appliquer la méthode des bielles en majorant la charge verticale, il faut que l'on respecte la condition $e \leq \frac{B}{24}$

.

Dans notre cas, on a $e = 0.16 > \frac{B}{24} = 0.12m$

On a donc deux choix:

-On conserve les dimensions de la semelle précédemment définies et on dimensionne la section d'armatures par la méthode des consoles.

-On augmente les dimensions de la semelle, notamment la largeur B, de façon à respecter la condition $e \leq \frac{B}{24}$

Prenons B=3,80m et A=0,6B= 2,28m et $\frac{B-b}{4} = 0.82 \leq d \leq b - b = 1.98$ ; soit h=0.9m

Il nous faut d'abord vérifier à nouveau la portance du sol:

-$P_{semelle}$ = 2.28 x 3.80 x 0.90 x 25 = 0.195 MN, les charges ultime et de service deviennent :

$P_U$ = 1.82 + 1.35 x 0.195 = 2.08 MN

$P_S$ = 1.30 + 0.195 = 1.495 MN

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{0.315}{2.08} = 0.15m \;\; et\, \sigma_{ref} = \frac{P_u}{A.B}\left(1 + 3\frac{e}{B}\right) = 0.27MPa < 0.45MPa$$

Les dimensions de la semelle sont donc correctes. On vérifie également

$$e = 0.15 < \frac{B}{24} = 0.158m$$

Avec une semelle de dimensions 2.28m x 3.80m x 0.90m, on peut appliquer la méthode des bielles en majorant la charge $P_u$.

3-Calcul du ferraillage

Suivant A : $A_{stx} \geq \frac{P_u(1+\frac{3e}{B})(A-a)}{8d_a\sigma_{st}} = \frac{2.08\left(1+\frac{3x0.15}{3.80}\right)(2.28-0.30)}{8x0.9x435} = 15.51\ cm^2$

Soit 20 HA 10 espacés de 19cm=> 15,71 cm²

Suivant B : $A_{sty} \geq \frac{P_u(1+\frac{3e}{B})(B-b)}{8d_a\sigma_{st}} = \frac{2.08\left(1+\frac{3x0.15}{3.80}\right)(3.80-0.50)}{8x0.9x435} = 25.97\ cm^2$

Soit 13 HA 16 espacés de 18cm=> 26.14 cm²

Longueur de scellement :

suivant $A$ : $l_s = \frac{\phi}{4}\frac{f_e}{0.6\psi_s^2 f_{tj}}$ $\quad AN$: $l_s = \frac{10}{4}\frac{500}{0.6x1.5^2x2.4} = 0.38$ Soit $\frac{A}{8} < l_s = 0.38m < \frac{A}{4}$

suivant $B$ : $l_s = \frac{\phi}{4}\frac{f_e}{0.6\psi_s^2 f_{tj}}$ $\quad AN$: $l_s = \frac{16}{4}\frac{500}{0.6x1.5^2x2.4} = 0.62$ Soit $\frac{A}{8} < l_s = 0.62m < \frac{A}{4}$

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle sans crochets.

### 6.12.1 application 2

Semelle filante soumise à la flexion composée

Une semelle filante supportant un mur d'épaisseur 30 cm et subissant des charges permanente G=0.3 MN/m –$M_G$=0.011MN.m/m et d'exploitation Q=0.2 MN/m – $M_Q$=0.01MN.m/m. Le sol sur lequel elle repose, a une contrainte admissible $q_u$= 0.435 MPa. Le béton utilisé sera du B30 (fissuration non préjudiciable) et les aciers d'armatures seront réalisés avec des barres HA fe E 500.

$P_U$ =1.35 G + 1.5 Q = 0.705 MN/m ; $P_S$ = G + Q = 0.5 MN/m

$M_U$ =1.35 $M_G$ + 1.5 $M_Q$ = 0.03 MN.m ; $M_S$ = $M_G$ + $M_Q$ = 0.021 MN.m

1- Dimensionnement de la semelle

$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{0.03}{0.705} = 0.042m$ En considérant l'hypothèse de la semelle entierement comprimée : $e \leq \frac{B}{6}$ ce qui donne une dimension B>0.25m

$$on\ pose\ B \geq \frac{P_u(1 + 3\frac{e}{B})}{q_u}\ on\ aura\text{:} B^2 \geq (B + 3e)\frac{P_u}{q_u} \Rightarrow B^2 - \frac{P_u}{q_u}B - 3e\frac{P_u}{q_u} = 0$$

*Soit l'Eq :*$B^2 - 1.62B - 0.204 = 0$

On résout l'équation du 2ème degré en B en posant l'égalité à 0, on obtient *B =1.80m*

*On prend : B =1.80m ; et d =0.38m(par la condition de rigisité), soit h =0.43m*

En prenant en compte le poids propre de la semelle (longueur = 1 m par bande se 1m, la largeur = 1.80 m, hauteur = 0.43 m)

$P_{semelle}$ = 1 x 1.80 x 0.43 x 25 = 0.020 MN, les charges ultime et de service deviennent :

$P_U$ = 0.705 + 1.35 x 0.02= 0.732 MN

$P_S$ = 0.5 + 0.02 = 0.52 MN/ml

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{0.03}{0.732} = 0.041m \;\; et\ B \geq \frac{P_u\,(1+3\frac{e}{B})}{q_u} = 1.798m$$

3-calcul du ferraillage

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 0.041 < \frac{B}{24} = 0.075$$ ; Les armatures à disposer suivant la largeur sont.

$$A_{st} \geq \frac{P_u\,(1+\frac{3e}{B})(B-b)}{8d\,\sigma_{st}} = \frac{0.732\left(1+3\frac{0.04}{1.80}\right)(1.80-0.3)}{8.0.39.435} = 8.46\ cm^2$$

soit 8 HA 12 espacés de 0.13 m .

Longueur de scellement :

suivant $B$ : $l_s = \frac{\phi}{4}\frac{f_e}{0.6\psi_s^2 f_{tj}}$ $\;\; AN: l_s = \frac{12}{4}\frac{500}{0.6x1.5^2x2.4} = 0.38$ Soit $l_s = 0.46 > \frac{B}{4}$

les crochets sont nécessaires pour assurer l'ancrage

Armatures longitudinales 3.89 cm2

$$A_{sr} = \frac{A_{st}B(m)}{4} = 8.64\frac{1.80}{4} = 3.89\ cm^2$$

soit 5 HA 10 espacés de 0.40 m.

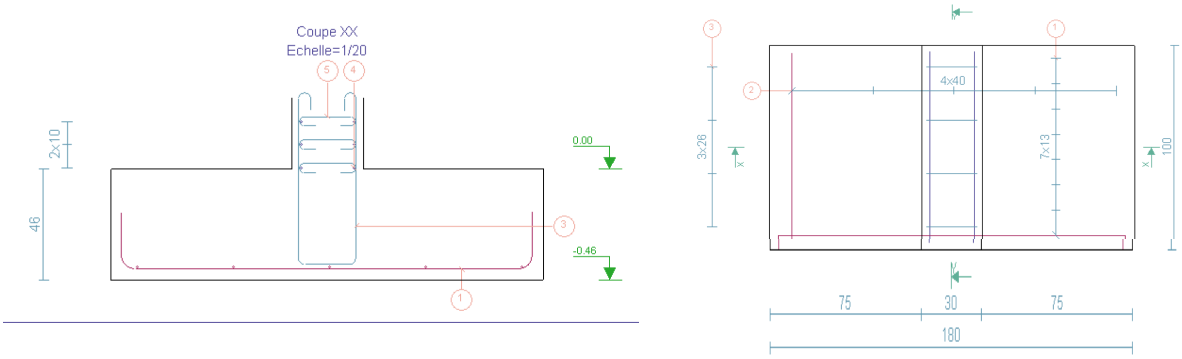



**Figure 6.18 :** *disposition des armatures dans la semelle.*

### 6.13. Justification des états limites de service

Pour justifier les états limites de service, il suffit de pondérer les sections d'aciers théoriques, obtenues par les méthodes précédemment décrites, avec les coefficients suivants:

A= $A_u$ si on est en fissuration peu préjudiciable.

A= 1,10$A_u$ si on est en fissuration préjudiciable.

A= 1,50$A_u$ si on est en fissuration très préjudiciable

### 6.14 Vérification des semelles au poinçonnement

La vérification au poinçonnement ne concerne que les semelles isolées (sous charges centrées),donnant lieu à des contraintes de sol élevées.

### 6.14.1 Condition de non poinçonnement

Pour satisfaire la condition de non-poinçonnement, il faut vérifier la relation suivante:

$$P_u' \leq 0.045 u_c h' \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \qquad 6.21$$

avec:

$P_u'$ : charge poinçonnante.

$u_c = 2(a_1 + b_1)$ : correspond au périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la semelle. On l'appelle périmètre critique.

- $a_1 = a + h_1$
- $b_1 = b + h_1$

$h'$ : Epaisseur de la semelle dans la section S à h/2 du nu du poteau. Pour une section rectangulaire à hauteur constante, on a h'=h.

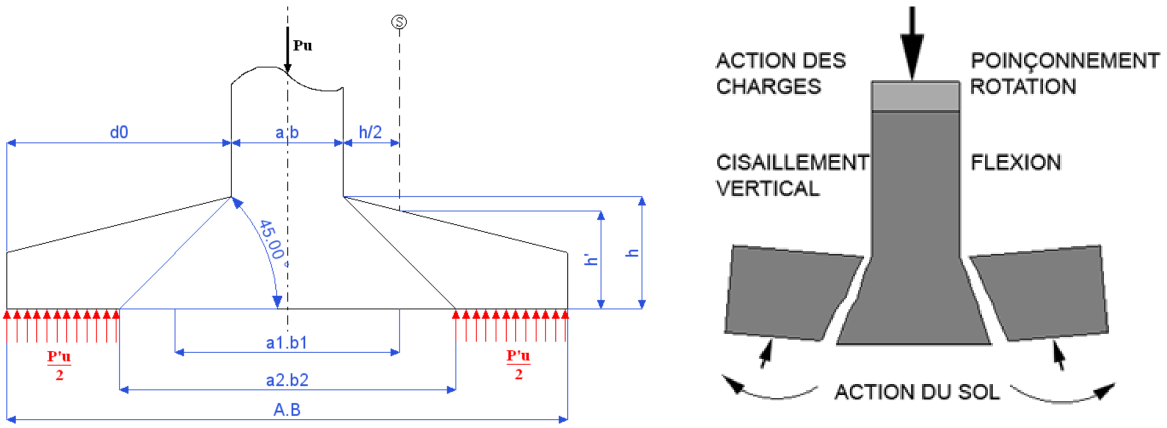



**Figure 6.19 :** *schématisation de l'effet de poinçonnement.*

### 6.14.2 Détermination de la charge poinçonnante

Partons du schéma précédent :

La charge poinçonnante correspond à la résultante de la partie de la réaction du sol qui agit à l'extérieur du tronc de la pyramide correspondant lui-même à une diffusion à 45° de la charge $P_u$ en partant du nu de l'élément porté.

Soit : $g_s$ : poids propre de la semelle plus le poids des remblais au dessus

$$\sigma_{sol} = \frac{P_u + 1.35 g_s}{AB}$$

Si on écrit l'équilibre de la semelle, on obtient:

$$P_u + 1.35 g_s = P_u' + \sigma_{sol}\, a_2 b_2 \text{ donc } P_u' = P_u + 1.35 g_s - (P_u + 1.35 g_s)\frac{a_2 b_2}{AB}$$

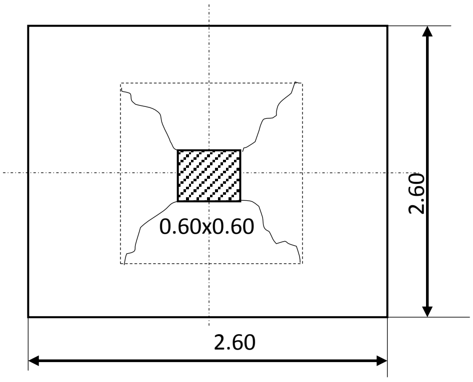
d'où $$a_2 = a + 2h;\ b_2 = b + 2h$$

$$P_u' = -(P_u + 1.35 g_s)\left[1 - \frac{a_2 b_2}{AB}\right]$$

### 6.14.3 application

**Justification d'une semelle carrée au poinçonnement**

Soit la semelle suivante :




- Hauteur de la semelle: h = 0,70 m
- Taux de travail maxi du sol: $q_u$= 1,4Mpa
- Charges appliquées (chargement centré): G = 2,31MN ; Q = 0,93MN

Matériaux: Béton: $f_{c28}$= 25 MPa ; Acier: $F_e$ 500 HA

Vérifier la possibilité du poinçonnement de la semelle ?

1-Calcul de la charge poinçonnante

$P_u$= 1,35x2,31 + 1,50x0,93= 4,51MN

$G_0$= Poids propre de la semelle = 2,60x2,60x0,70x0,025 = 0,12MN

$a_2 = a + 2h = 0.60 + 2x0.7 = 2.00$ m;

$b_2 = b + 2h = 0.60 + 2x0.70 = 2.00$ m

$P_u' = -(P_u + 1.35g_s)\left[1 - \frac{a_2 b_2}{AB}\right] = (4.50 + 1.35x0.12)\left[1 - \frac{2.0^2}{2.6^2}\right]$=1.91MN

2-Vérification de la condition de non poinçonnement

$P_u' \leq 0.045 u_c h' \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

- $a_1 = a + h_1 = 0.60 + 0.7 = 1.30m$
- $b_1 = b + h_1 = 0.60 + 0.70 = 1.30m$
- $u_c = 2(a_1 + b_1) = 2(1.30 + 1.30) = 5.20m$
- $h' = h = 0.70$ *la hauteur de la semelle est supposée constante.*

$$P_u' = 1.91MN \leq 0.045x5.2x0.70\frac{25}{1.5} = 2.73MN$$

$$P_u' = 1.91MN < 2.73MN$$

*La condition est satisfaite, la semelle est en dehors du phénomène de poinçonnement.*