

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique



UNIVERSITE 8 MAI 1945 - GUELMA
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET
D'HYDRAULIQUE

COURS
OUVRAGES EN BETON

Dr. MADI Rafik

Septembre 2014

Sommaire

Chapitre I Classification des planchers

1. Les différents types de planchers	1
1.1 Plancher en dalle pleine	1
1.2 Planché corps creux coulé sur place	1
1.3 Plancher en corps creux à poutrelles préfabriquées	2
1.4 Plancher nervuré	3
1.5 Plancher champignon	4
1.6 Plancher -dalle	4

Chapitre II Calcul des planchers

2.1 Charges d'exploitations	5
2.2 Dégression de charges	5
2.3 Calcul des planchers en dalle pleine	6
2.3.1 Dalle travaille dans un seul sens	6
2.3.2 Dalle travaille dans les deux sens	6
2.3.2.1 Annexes F3 des règles BAEL	7
2.3.2.2 Abaques de Pigeaud	8
2.3.2.3 La méthode cinématique	8
2.4 Particularités du calcul des poutres encadrant la dalle	10
2.4.1 Dalle appuyée sur 4 cotés	10
2.4.1.1 Charge triangulaire	11
2.4.1.2 Charge trapézoïdale	11
2.5. Effort tranchant	12
2.5.1 Valeur de l'effort tranchant	12
2.5.2 Armatures d'âmes	12
2.6 Dispositions constructives	13
2.7 Calcul du poinçonnement	15

Chapitre III Calcul des poutres de planchers par la méthode forfaitaire

3. Calcul des poutrelles et poutres	17
3.1 Charges d'exploitations modérées - Méthode forfaitaire	17
3.1.1 Application de la méthode	18
3.1.2 Arrêt des barres	19

Chapitre IV Calcul des poutres de planchers par la méthode de Caquot

4.1 Charges d'exploitations élevées - Méthode de Caquot	20
4.2 Méthode de Caquot minorée	21
4.3 Déformation des poutres	21
4.4 Calcul des flèches	22

Chapitre 5 Calcul des fondations superficielles

5.1 Introduction	23
5.1.1 Reconnaissance du sol	24
5.1.1.1 Se renseigner	24
5.1.1.2 Reconnaître le sol	24
5.1.1.3 Contrainte de calcul du sol	25
5.1.2- Condition de mise en œuvre des fondations superficielles	26
5.2 Sollicitations et combinaisons d'actions	26
5.3. Différents types de semelles continues	27
5.4 Semelles rigides sous mur soumises à une charge centrée	28
5.4.1 Répartition rectangulaire des contraintes	28
5.4.2 Dispositions constructives	29
5.4.3 Dimensionnement de la semelle	29
5.4.4 Détermination des armatures	29
5.5 Semelles rectangulaires sous poteau soumises à une charge centrée	32
5.5.1 Dimensionnement de la semelle	32

5.6 Semelles rectangulaires sous poteau soumises à un effort normal et un moment de flexion	34
5.6.1 Diagrammes des contraintes	34
5.6.2 Conditions de résistance du sol	35
5.6.3 Détermination des armatures	35
5.6.3.1 La résultante est dans le noyau central ($e_0 \leq b/6$)	35
5.6.3.2 La résultante est hors du noyau central ($e_0 > b/6$)	37
5.6.3.3 Pour les semelles rectangulaires	37
5.6.4 Dimensionnement de la semelle	38
5.7 Semelles filantes sous mur soumises à un effort normal et un moment de flexion	39
5.7.1 Dimensionnement de la semelle	39
5.7.2 Détermination des armatures.....	39
5.8 Justification des états limites de service	40
5.9 Vérification des semelles au poinçonnement	40
5.9.1 Condition de non poinçonnement	40
5.10 Dispositions constructives	40
5.10.1 Fondations à des niveaux différents	40
5.11 Les joints	41
5.12 Les semelles excentrées	43
5.13 Pathologie des fondations	45

Liste des figures

Figure 1.1 Plancher en dalle pleine	1
Figure 1.2 Plancher en corps creux coulé sur place	2
Figure 1.3 Plancher en corps creux à poutrelles coulées sur place	3
Figure 1.4 Plancher nervuré	3
Figure 1.5 Plancher champignon	4
Figure 1.6 Plancher - dalle	4
Figure 2.1 Dégression des charges	5
Figure 2.2 Dalle travaille dans un seul sens	6
Figure 2.3 Dalle travaille dans les deux sens	7
Figure 2.4 Calcul des moments, dalle travaille dans deux sens	8
Figure 2.5 Mode de rupture des dalles pleine	9
Figure 2.6 Moments sur appui et en travées	10
Figure 2.7 Répartition des charges	11
Figure 2.8 Répartition triangulaire	11
Figure 2.9 Répartition trapézoïdale	11
Figure 2.10 Calcul de l'effort tranchant	12
Figure 2.11 Dispositions constructives	13
Figure 2.12 Arrêts des barres pour dalles	15
Figure 2.13 Poinçonnement	15
Figure 3.1 Moments sur appuis	18
Figure 3.2 Moments sur appuis et en travées	19
Figure 3.3 Arrêts des barres pour poutres	19
Figure 4.1 Méthode de Caquot	20
Figure 4.2 Méthode des trois moments	21
Figure 5.1 Semelle isolée	23
Figure 5.2 Semelle filante	23
Figure 5.3 Radier	23

Figure 5.4 Pressiomètre	25
Figure 5.5 Mise en œuvre d'une semelle	26
Figure 5.6 Vu en plan d'une semelle	27
Figure 5.7 Coupe en plan d'une semelle	27
Figure 5.8 Répartition des contraintes, cas d'un sol non rocheux	28
Figure 5.9 Répartition des contraintes, cas d'un sol rocheux ou massif en béton.....	28
Figure 5.10 Transmission des efforts à travers les bielles	28
Figure 5.11 Dispositions constructives	29
Figure 5.12 Détermination des armatures	30
Figure 5.13 Dimensionnement de la semelle	32
Figure 5.14 Ferrailage de la semelle	33
Figure 5.15 Répartition trapézoïdale des contraintes	34
Figure 5.16 Répartition triangulaire des contraintes	34
Figure 5.17 Répartition trapézoïdale des contraintes	36
Figure 5.18 Répartition triangulaire des contraintes	37
Figure 5.19 Décalage en hauteur des semelles	41
Figure 5.20 Utilisation du gros béton	41
Figure 5.21 Détail gros béton.....	41
Figure 5.22 Joint de dilatation	42
Figure 5.23 Joint de rupture	42
Figure 5.24 Longrine de redressement	44
Figure 5.25 Utilisation du buton	44

Liste des tableaux

Tableau 2.1 Les valeurs de μ_x et μ_y en fonction de α	8
Tableau 2.2 Calcul des moments par la méthode cinématique	9
Tableau 4.1 Les valeurs de k en fonction de $\frac{a}{l}$	21

Chapitre I Classification des planchers

1. Les différents types de planchers

1.1 Plancher en dalle pleine

Ils présentent la caractéristique de donner un plafond parfaitement plan en sous-face, ce qui les prédestine essentiellement à la Réalisation des bâtiments d'habitation.

$$l_x \leq l_y$$

- Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$:

$$h \geq \frac{l_x}{20} \text{ pour un panneau isolé ;}$$

$$h \geq \frac{l_x}{25} \text{ pour une dalle continue ;}$$

$$h \geq 7 \text{ cm pour 1 heure de coupe feu ;}$$

$$h \geq 11 \text{ cm pour 2 heures de coupe feu.}$$

- Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0,4$:

$$h \geq \frac{l_x}{30} \text{ pour un panneau isolé ;}$$

$$h \geq \frac{l_x}{40} \text{ pour une dalle continue ;}$$

$$h \geq 7 \text{ cm pour 1 heure de coupe feu ;}$$

$$h \geq 11 \text{ cm pour 2 heures de coupe feu.}$$

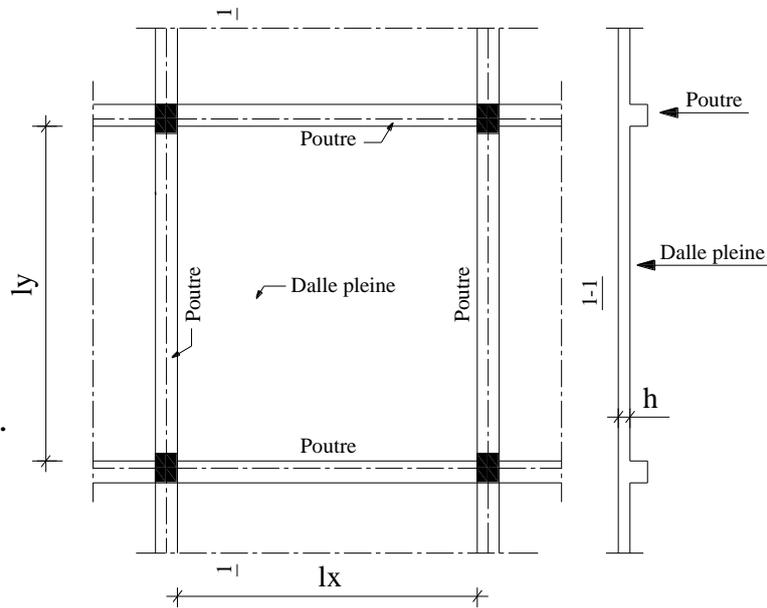


Figure 1.1 Plancher en dalle pleine

1.2 Planché corps creux coulé sur place

Le plancher en corps creux est composé de poutrelles sur lesquelles repose le corps creux, et d'une dalle de compression.

- condition d'isolation phonique : $h \geq 16 \text{ cm}$

- condition de sécurité incendie :

$$h \geq 7 \text{ cm pour une heure de coupe feu}$$

$$h \geq 11 \text{ cm pour deux heures de coupe feu}$$

- condition de résistance à la flexion : $h \geq \frac{l}{22,5}$

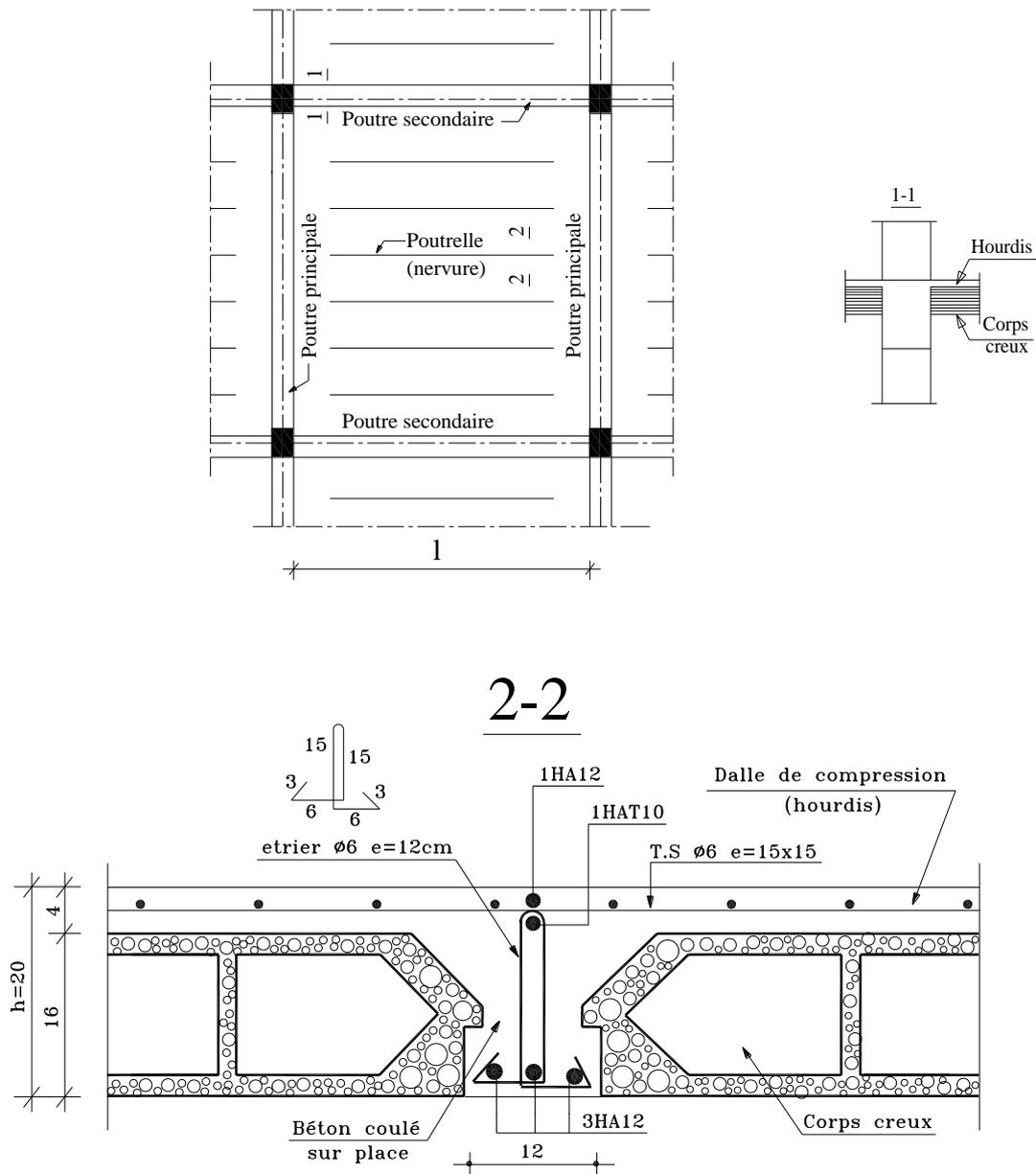


Figure 1.2 Plancher en corps creux coulé sur place

1.3 Plancher en corps creux à poutrelles préfabriquées

En forme de té renversé la partie supérieure est appelée âme et les ailes du té servent à l'appui. Dans ce type de poutrelles le béton enrobe entièrement l'armature. Au lieu de livrer sur le chantier l'armature et son talon pré-enrobé, le fabricant livre dans ce cas une poutrelle entière, ce qui limite la quantité du béton à couler sur chantier, et augmente la performance de pose "sans étais" de ces planchers.

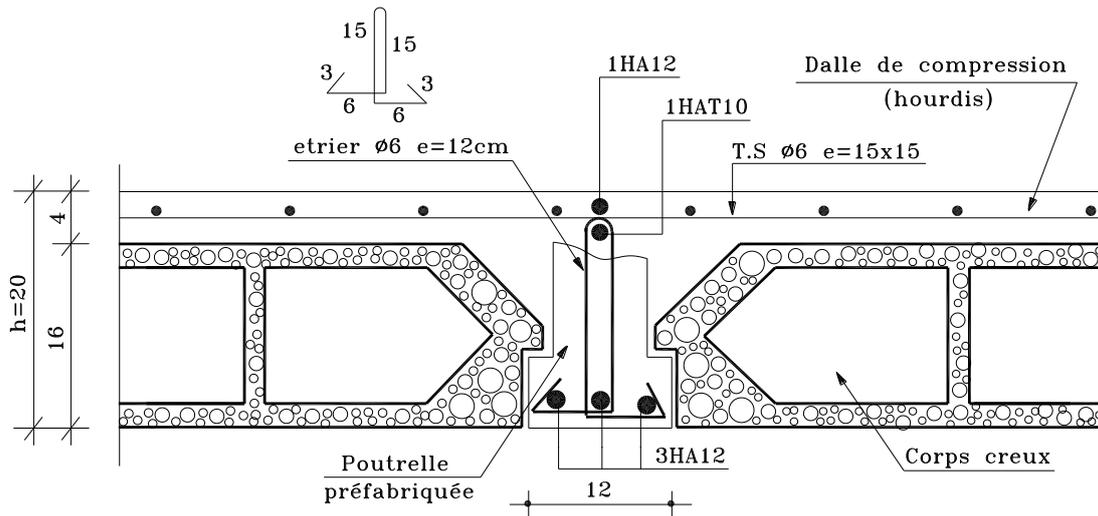


Figure 1.3 Plancher en corps creux à poutrelles coulées sur place

1.4 Plancher nervuré

Ils sont constitués de poutres principales en béton armé espacées par exemple de 5 à 6 m, qui supportent des poutrelles secondaires en béton armé espacées par exemple de 1,50 à 2,50 m, sur lesquelles reposent les hourdis en béton armé.

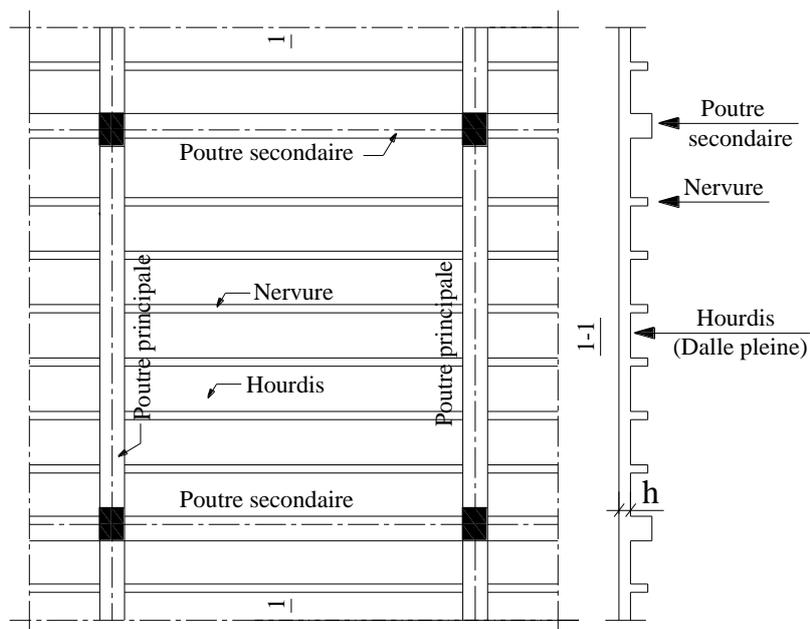


Figure 1.4 Plancher nervuré

1.5 Plancher champignon

Ils sont constitués d'une dalle fortement armée reposant sur des piliers par l'intermédiaire d'un chapiteau, confèrent à l'ensemble la forme de "champignon".

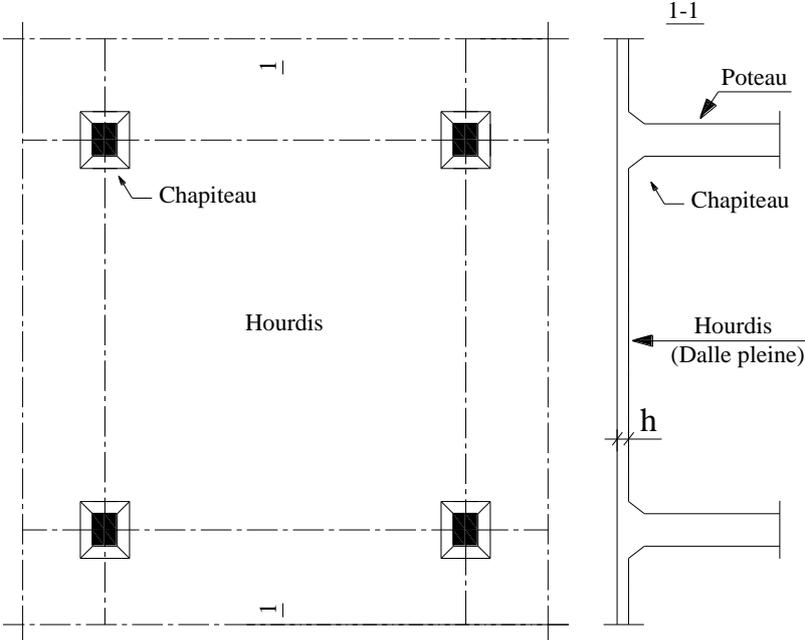


Figure 1.5 Plancher champignon

1.6 Plancher -dalle

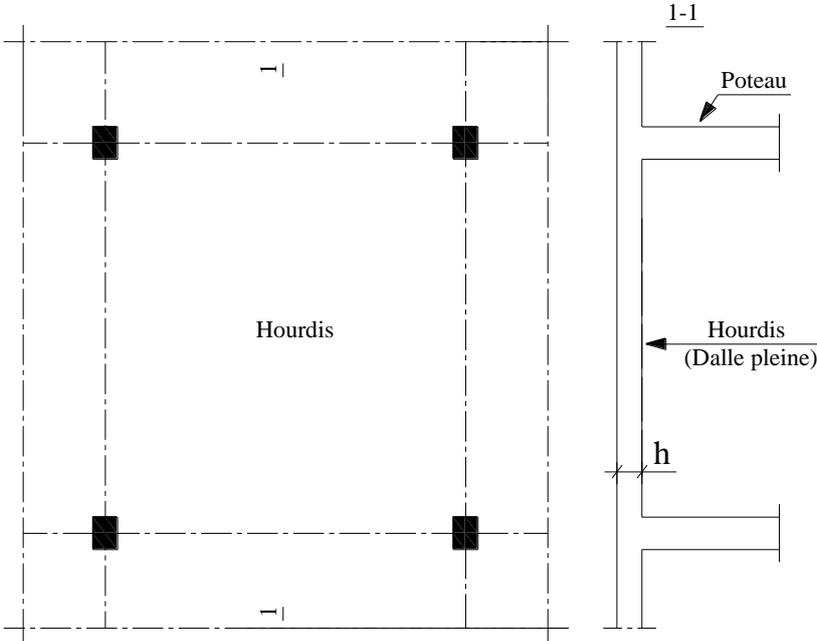


Figure 1.6 Plancher - dalle

Chapitre II Calcul des planchers

2.1 Charges d'exploitations

Les charges d'exploitations dépendent de la destination du bâtiment :

- Habitation : 150 à 175 kg/m²;
- Bureaux : 200 à 250 kg/m²;
- Magasins : 400 à 500 kg/m²;
- Salles de réunion : 500 kg/m²;
- Bâtiments industriels : En fonction de la destination.

2.2 Dégression des charges

Pour le calcul des descentes de charges, il est possible d'effectuer des dégressions des charges d'exploitation pour les bâtiments à usage d'habitation et à grand nombre de niveaux. En effet statistiquement il est fort improbable que tous les étages soient chargés simultanément au maximum.

A partir du 2^{ème} étage en partant du haut de bâtiment on retire 10% de charge d'exploitation par étage jusqu'à 50%. Ensuite pour les autres étages on plafonne les charges d'exploitation à 50% de leurs valeurs.

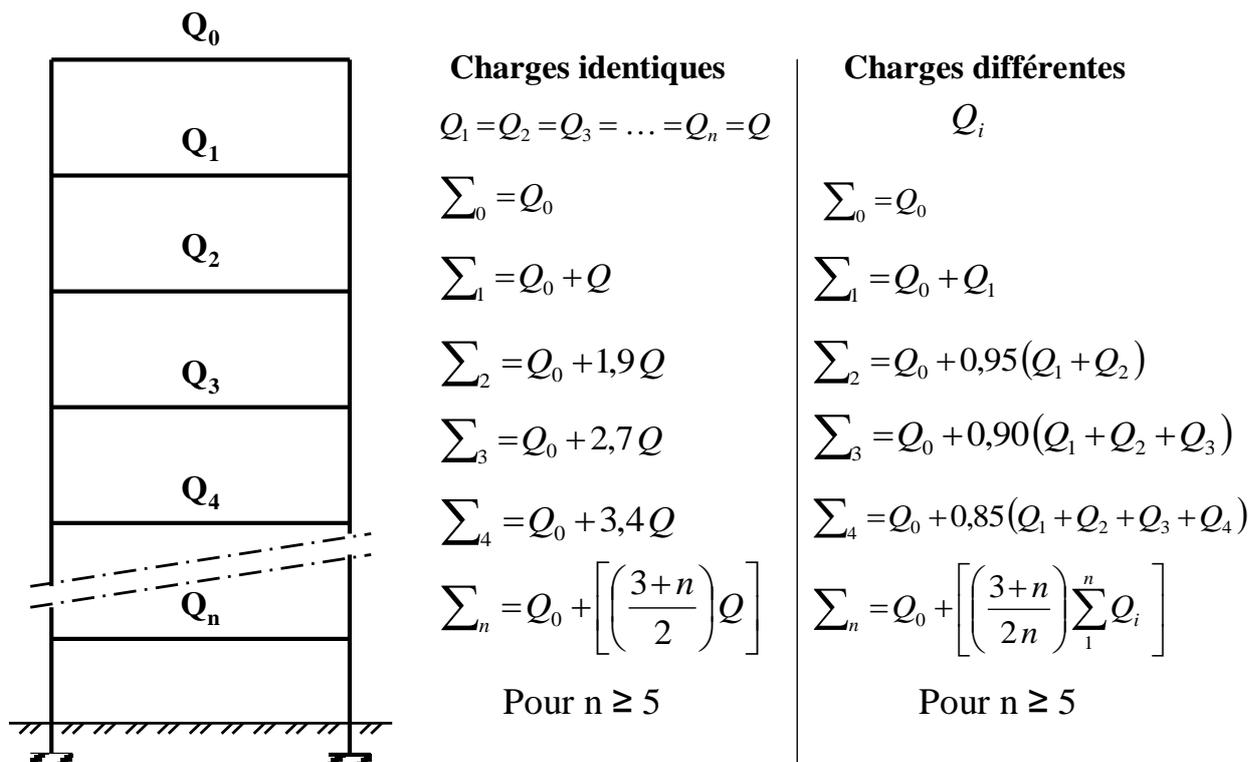


Figure 2.1 Dégression des charges

2.3 Calcul des planchers en dalle pleine

Soit une dalle de dimension l_x et l_y avec $l_x \leq l_y$, on appelle le coefficient α le rapport : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1$. On appelle un panneau de dalle la surface de plancher inscrite dans un réseau d'éléments support (Poutres ou voiles) en x et y .

2.3.1 Dalle travaille dans un seul sens

Si

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4 \\ \text{La charge est uniformément répartie} \end{array} \right. \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens}$$

Dans ce cas le calcul est assimilé à une poutre de largeur unitaire de 1 m, et de hauteur h . L'armature calculée doit être placée dans la plus courte direction.

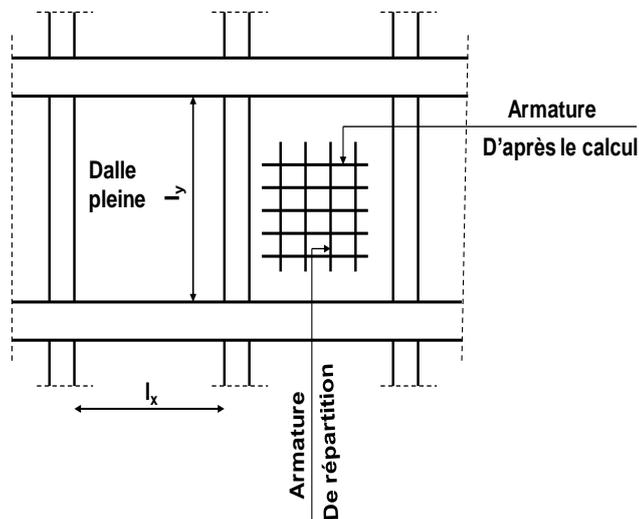


Figure 2.2 Dalle travaille dans un seul sens

2.3.2 Dalle travaille dans les deux sens

Si

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet 0,4 < \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \text{ et la charge est uniformément répartie.} \\ \text{Ou} \\ \bullet \text{ La dalle est soumise à des charges concentrées} \\ \text{quel que soit le rapport } \frac{l_x}{l_y} \end{array} \right. \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Dans ce cas on dispose l'armature calculée dans les deux directions.

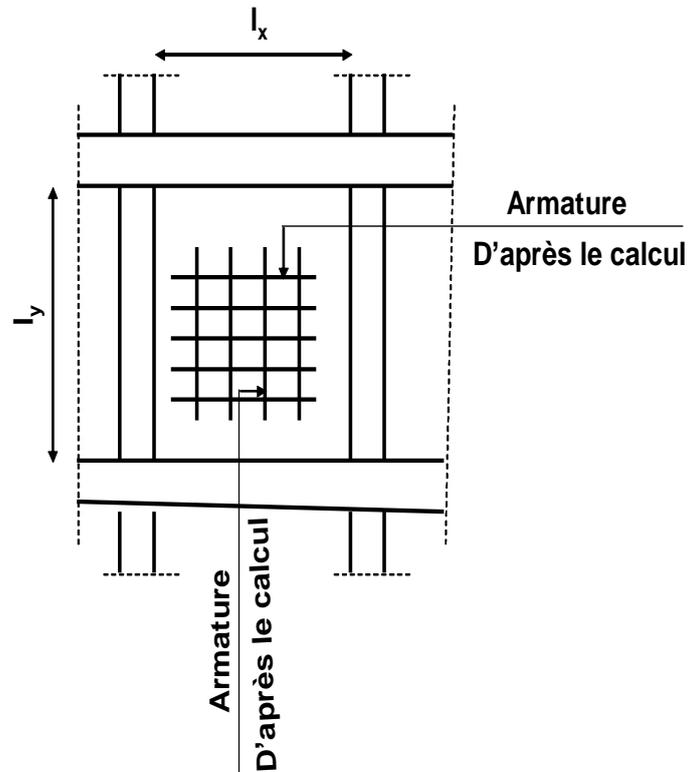


Figure 2.3 Dalle travaille dans les deux sens

Pour calculer la dalle qui travaille dans les deux directions, on utilise des diverses méthodes approximatives :

- La 1^{ère} méthode : Utilisation des annexes F3 des règles BAEL;
- La 2^{ème} méthode : Utilisation des abaques de Pigeaud;
- La troisième méthode : Utilisation de la méthode cinématique (Méthode de l'équilibre limite).

2.3.2.1 Annexes F3 des règles BAEL

On considère que la dalle est soit isolée, soit elle repose sur des appuis articulés dans le cas où elle se situe parmi un ensemble de panneaux. Le panneau porte dans les deux sens l_x et l_y .

Soit p la charge appliquée par 1 m^2 de la dalle.

Pour une bande de largeur 1 m , les moments fléchissant au centre de la dalle dans les deux sens sont données par les formules suivantes :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases} \quad (2.1)$$

Avec :

$$\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha) \end{cases} \quad \text{il faut que } \mu_y \geq \mu_x \quad (2.2)$$

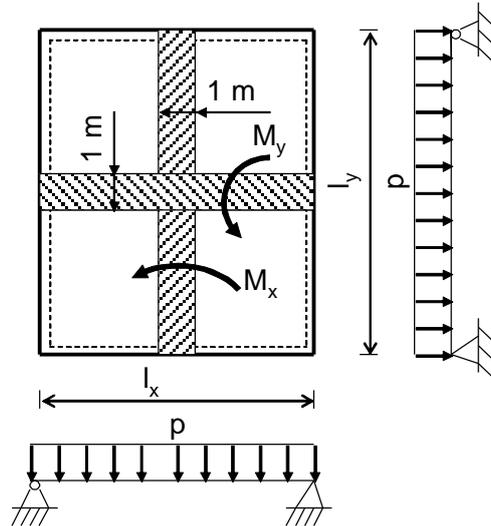


Figure 2.4 Calcul des moments, Dalle travaille dans deux sens

Les valeurs de μ_x et μ_y sont données dans le tableau 2.1.

Le rapport $\frac{M_y}{M_x}$ ne doit jamais inférieure à 0,25.

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$		0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$\nu = 0$	μ_x	0,1094	0,0946	0,0812	0,0683	0,0565	0,0458	0,0368
	μ_y	0,250	0,250	0,305	0,436	0,595	0,778	1,000
$\nu = 0,2$	μ_x	0,1115	0,0981	0,0861	0,0743	0,0632	0,0529	0,0442
	μ_y	0,293	0,373	0,476	0,585	0,710	0,846	1,000

Tableau 2.1 Les valeurs de μ_x et μ_y en fonction de α

Le ferrailage sera calculé dans les deux directions pour une bande de longueur l_x et l_y et de dimension (1m x h).

2.3.2.2 Abaques de Pigeaud

2.3.2.3 La méthode cinématique

a. Pour une charge uniformément répartie, la formule générale est :

$$\frac{ql_x^2}{24} (3l_y - l_x) = l_y (M_x + M'_x) + l_x (M_y + M'_y) \quad (2.3)$$

b. Pour une charge concentrée au centre de la dalle :

$$\frac{pl_x}{4} = l_y (M_x + M'_x) + l_x (M_y + M'_y) \quad (2.4)$$

L'unité du moment est : $\frac{tf \cdot m}{m_{linéaire}}$

l_x / l_y	M_y / M_x	M'_x / M_x	M'_y / M_y
1 à 0,67	0,2 à 1	1,3 à 2,5	1,3 à 2,5
0,67 à 0,40	0,15 à 0,5	1 à 2	0,2 à 0,75

Tableau 2.2 Calcul des moments par la méthode cinématique

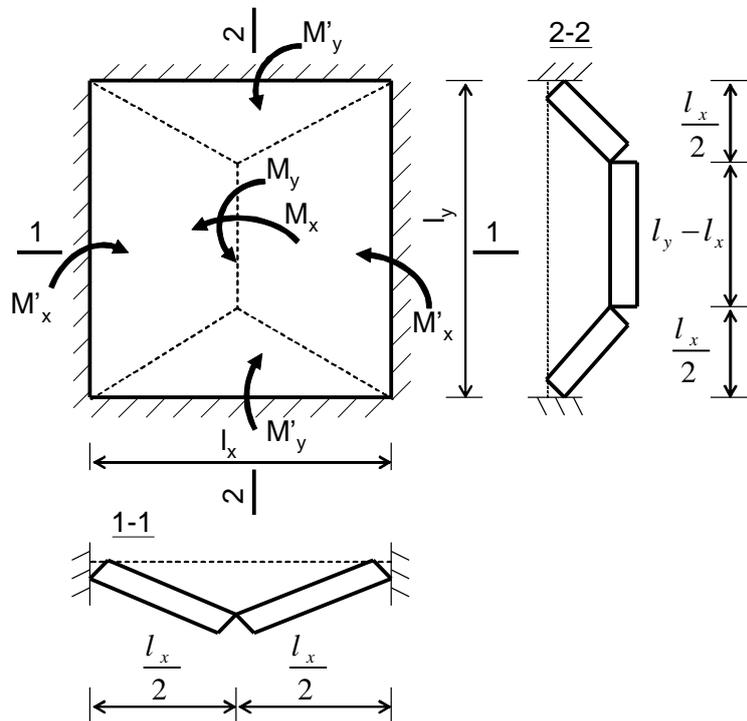


Figure 2.5 Mode de rupture des dalles pleines

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsque l'encastrement des appuis est partiel, il faut réduire les valeurs obtenues des moments en travée et on calcule les moments sur appuis:

- Si le panneau considéré est continu au delà de ses appuis :

En travée : $0,75M_x$ ou $0,75M_y$

Sur appuis : $0,5M_x$

- Pour un panneau de rive :

En travée : $0,85M_x$ ou $0,85M_y$

Sur appuis : $0,3M_x$ Pour un appui de rive

$0,5M_x$ Pour autres appuis.

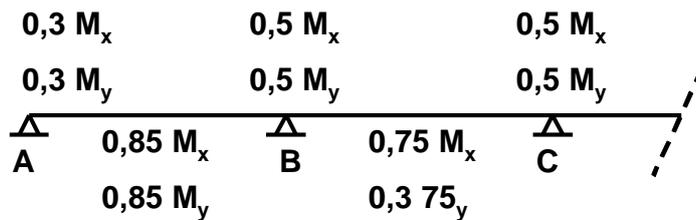


Figure 2.6 Moments sur appui et en travées

D'une manière générale:

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1,25 M_x$$

M_t : Moment en travée;

M_g, M_d : Moments gauches et droits;

M_x : Moment max pour une dalle simplement appuyée sur son contour.

Pour $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$ et lorsque les appuis de rive ne sont pas susceptibles de fournir un

encastrement parfait ou partiel, il est nécessaire de prévoir au droit des appuis dans la partie supérieure de la dalle, des armatures capables d'équilibrer un moment au moins égal à $0,15M_0$ (M_0 est le moment max en travée pour travée

isostatique : $M_0 = \frac{pl_x^2}{8}$).

2.4 Particularités du calcul des poutres encadrant la dalle

2.4.1 Dalle appuyée sur 4 cotés

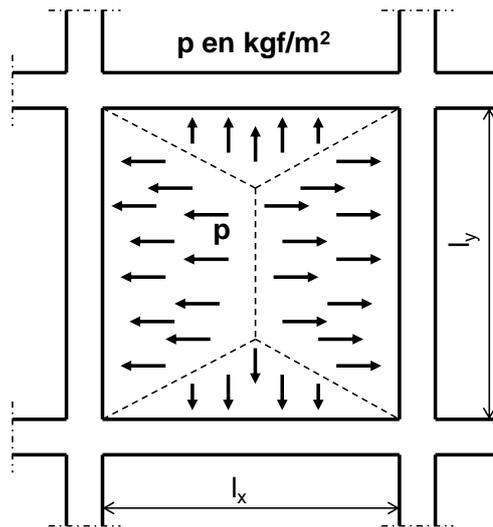


Figure 2.7 Répartition des charges

2.4.1.1 Charge triangulaire

$$M_{0x} = \frac{ql_x^3}{24} \quad (2.5)$$

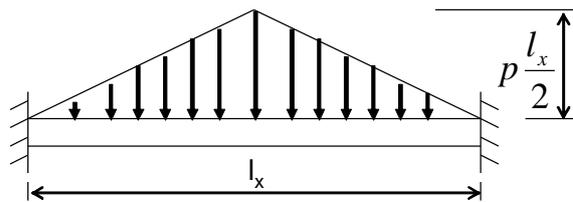


Figure 2.8 Répartition triangulaire

2.4.1.2 C charge trapézoïdale

$$M_{0y} = \frac{ql_x(3l_y^2 - l_x^2)}{48} \quad (2.6)$$

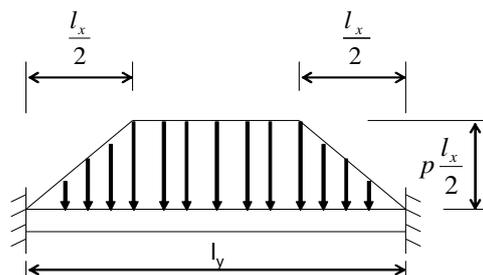


Figure 2.9 Répartition trapézoïdale

2.5. Effort tranchant

2.5.1 Valeur de l'effort tranchant

Pour une charge uniformément répartie, l'effort tranchant par unité de longueur est égal à :

$$\text{Si } \alpha \leq 0,4 \rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{pl_x}{2} \\ V_y = 0 \end{cases}$$

$$\text{Si } \alpha > 0,40 \rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{pl_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = p \frac{l_x}{3} \leq V_x \end{cases}$$

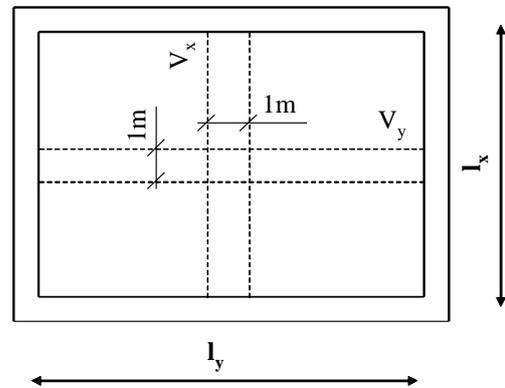


Figure 2.10 Calcul de l'effort tranchant

2.5.2 Armatures d'âmes

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'âme si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur;
- La contrainte tangente vérifie :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (2.7)$$

Dans le cas où la contrainte tangente est supérieure à la limite, il est préférable de redimensionner pour satisfaire l'équation:

$$d \geq \frac{V_u}{0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_s}} \quad (2.8)$$

Où :

d : hauteur utile.

Si non un calcul d'armatures d'âme est à prévoir selon les mêmes méthodes que pour les poutres mais avec les valeurs de τ_{lim} multiplié par :

$$\begin{cases} \frac{10}{3}h & \text{si } 0,15 < h < 0,30 \text{ m} \\ 1 & \text{si } h \geq 0,30 \text{ m} \end{cases} \quad (2.9)$$

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'âme si $h \leq 0,15 \text{ m}$

2.6 Dispositions constructives

- Diamètre des armatures:

$$\phi \leq \frac{h}{10} \quad (2.10)$$

- Les armatures inférieures selon l_x doivent être les plus proches de la sous face de la dalle (figure 2.11).

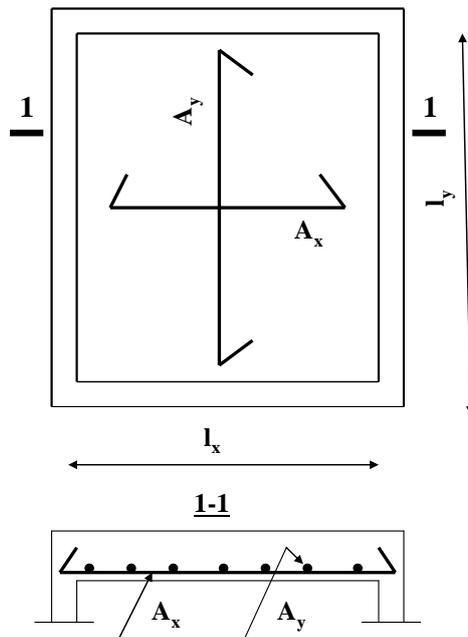


Figure 2.11 Dispositions constructives

- Sections minimales:

Selon l_y (h exprimé en m)

$$A_{y,\min} \text{ (cm}^2 \text{ / m)} = \begin{cases} 12h & \text{pour des aciers ronds lisses} \\ 8h & \text{pour des aciers FeE400} \\ 6h & \text{pour des aciers Fe500 ou TS} \end{cases} \quad (2.11)$$

Selon l_x

$$A_{x,\min} (cm^2 / m) = \frac{3-\alpha}{2} A_{y,\min} \quad (2.12)$$

- Espacement minimaux

Cas de la fissuration peu préjudiciable:

$$s_{t,x} = \text{Min} \begin{cases} 3h \\ 33\text{ cm} \end{cases} \quad \text{pour les armatures parallèles à } l_x \quad (2.13)$$

$$s_{t,x} = \text{Min} \begin{cases} 4h \\ 45\text{ cm} \end{cases} \quad \text{pour les armatures parallèles à } l_y \quad (2.14)$$

Cas de la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$s_{t,x} = \text{Min} \begin{cases} 2h \\ 25\text{ cm} \end{cases} \quad \text{pour les armatures parallèles à } l_x \quad (2.15)$$

$$s_{t,x} = \text{Min} \begin{cases} 3h \\ 33\text{ cm} \end{cases} \quad \text{pour les armatures parallèles à } l_y \quad (2.16)$$

- Arrêts des barres

Les armatures en travées sont arrêtées 1 sur 2 à $0,10l_x$ du bord

Les armatures en chapeaux sont arrêtées 1 sur 2 à l_1 et l_2 :

$$l_1 = \text{Max} \begin{cases} l_s \\ 0,20l_x \\ 0,25l_x \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{pour un panneau int ermédiaire} \\ \text{pour un panneau de rive} \end{array} \quad (2.17)$$

$$l_2 = \text{Max} \begin{cases} l_s \\ l_1 / 2 \end{cases} \quad (2.18)$$

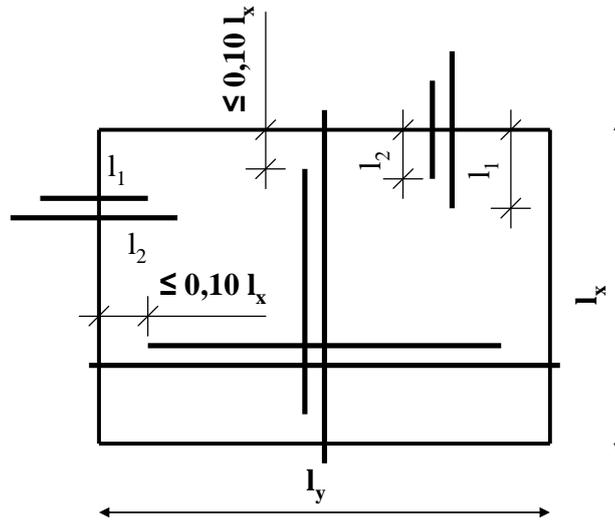


Figure 2.12 Arrêts des barres pour dalles

2.7 Calcul du poinçonnement

$$a_0 = a + 2h_r + h \quad (2.19)$$

La surface limitée par a_0 s'appelle surface d'application de la charge.

Si la charge est concentrée c'est-à-dire $a = 0$ et le revêtement est absent ($h_r = 0$), les dimensions de la surface d'application des charges est : $a_0 = h_0$ et $u = 4a_0 = 4h_0$, dans ce cas on doit vérifier la résistance en poinçonnement d'après la formule :

$$Q_u \leq 0,045 u h f_{c28} \text{ ou } Q_u \leq 0,18 h^2 f_c^{28} \quad (2.20)$$

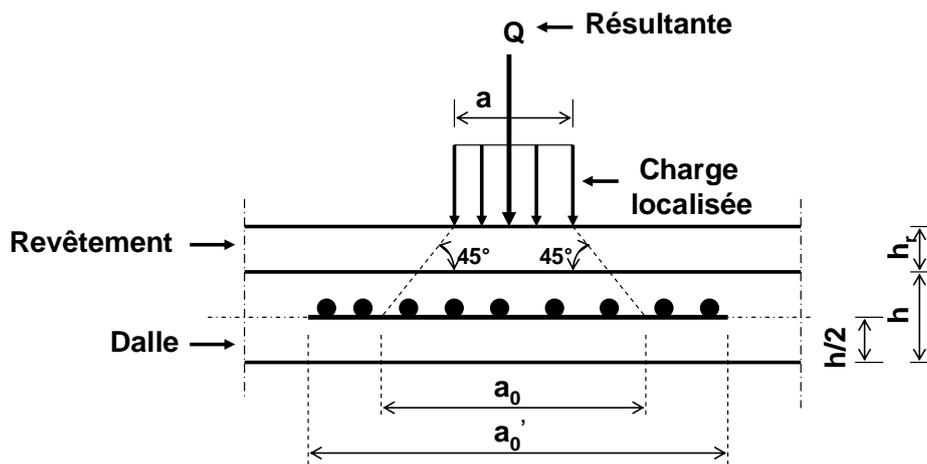


Figure 2.13 Poinçonnement

Si la condition précédente n'est pas remplie, on doit chercher le nouveau périmètre :

$$u' \geq \frac{Q_u}{0,045 h f_{c28}} \text{ et la nouvelle valeur } a_0' = \frac{u'}{4} \quad (2.21)$$

Cette nouvelle surface doit être ferrillée par l'armature transversale.

Chapitre III Calcul des poutres de planchers par la méthode forfaitaire

3. Calcul des poutrelles et poutres

3.1 Charges d'exploitations modérées - Méthode forfaitaire

Les charges d'exploitations sont modérées (Sans coefficient de majoration) si :

$$\left\{ \begin{array}{l} p^n \leq 2g^n \\ p^n \leq 500 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Charge concentrée et } p^n \leq 200 \text{ kgf} \\ \text{Charge concentrée et } p^n \leq \frac{1}{4} Q_t^n \end{array} \right.$$

n : Normalisée

g : Charge permanente

Q_t^n : la somme des charges d'exploitation appliquées sur l'élément (avant l'application des coefficients de majoration : 1,35).

p : charge d'exploitation

Dans ce cas on peut calculer les efforts dans les poutres d'après la méthode forfaitaire, qui est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

- a - Charges d'exploitation modérées;
- b - Les moments d'inertie sont constants dans toutes les travées;
- c - Le rapport de dimensions entre deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25;
- d - La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Remarques :

- Si a, b, c et d sont vérifiés, on appliquera la méthode forfaitaire;
- Si a n'est pas vérifiée (planchers à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot;
- Si (a) est vérifiée mais une ou plus des trois conditions a, b et c ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $g'=2g/3$ pour le calcul des moments sur appui.

3.1.1 Application de la méthode

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

$$\mathbf{a.} \quad M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2} \right) \geq \text{Max}(1,05 M_0 \text{ et } (1+0,3\alpha)M_0). \quad (3.1)$$

$$\mathbf{b.} \quad \begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \text{ dans une travée intermédiaire;} \\ M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \text{ dans une travée de rive.} \end{cases} \quad (3.2)$$

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (Travée isostatique indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée considérée) et $\alpha = \frac{q}{g+q}$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérée. La figure suivante résume ces conditions.

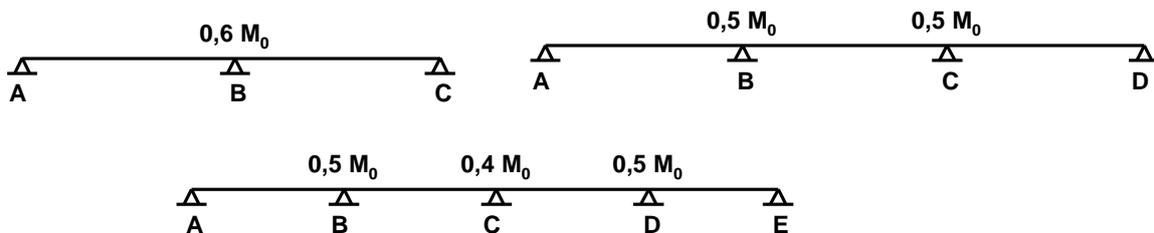


Figure 3.1 Moments sur appuis

De part et d'autre de chaque appui on retient, pour la vérification des sections, la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Dans la pratique, on prend la valeur minimale des moments sur appui M_g et M_d (En valeur absolue), puis on calcule M_t par la formule des moments.

Le moment fléchissant en travée :

$$M_t(x) = \mu(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l} = \mu(x) - |M_g| + \frac{|M_g| - |M_d|}{l} x \quad (3.3)$$

L'effort tranchant :

$$V(x) = \frac{d\mu(x)}{dx} + \frac{M_g - M_d}{l} \quad (3.4)$$

La résolution de l'équation $V(x)=0$ permet de connaître l'abscisse d'effort tranchant nul et donc de moment fléchissant maximal en travée.

Le calcul des moments sur appuis et en travées par la méthode forfaitaire pour une poutre à trois travées est donné sur la figure ci dessous.

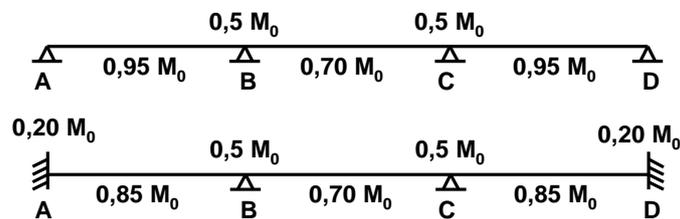


Figure 3.2 Moments sur appuis et en travées

3.1.2 Arrêt des barres

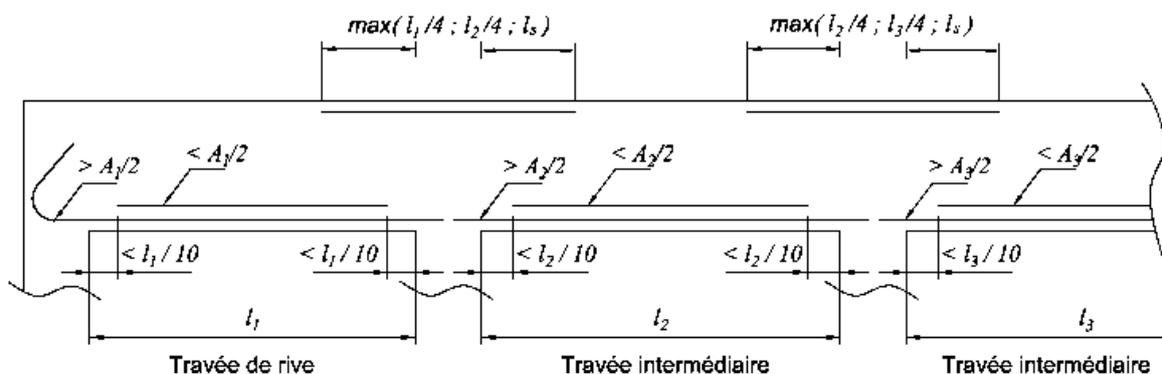


Figure 3.3 Arrêts des barres pour poutres

Chapitre IV Calcul des poutres de planchers par la méthode de Caquot

4.1 Charges d'exploitations élevées - Méthode de Caquot

Les charges d'exploitations sont élevées : si :

$$\begin{cases} p^n > 2 g^n, p^n > 500 \text{ kgf} / \text{m}^2 \\ p^n > 200 \text{ kgf}, p^n > \frac{1}{4} Q_i^n \end{cases} \quad (4.1)$$

Pour le calcul des moments sur appuis, on fait les hypothèses suivantes :

- seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte;
- on adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :

Pour une travée intermédiaire:

$$l'_g = 0,8 l_g \quad (4.2)$$

$$l'_d = 0,8 l_d \quad (4.3)$$

et

$$l' = l \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \quad (4.4)$$

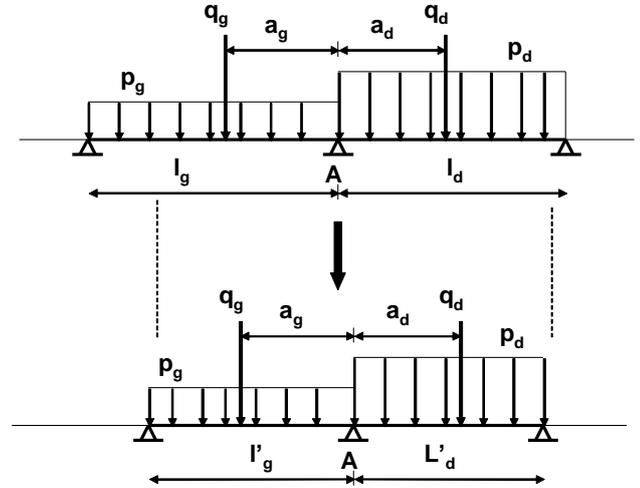


Figure 4.1 Méthode de Caquot

Les moments sur appuis sont :

$$M_A = \frac{p_g l_g^3 + p_d l_d^3}{8,5(l_g + l_d)} \rightarrow \text{pour une charge uniformément répartie} \quad (4.5)$$

$$M_A = \frac{k_g q_g l_g^2 + k_d q_d l_d^2}{l'_g + l'_d} \rightarrow \text{pour une charge concentrée} \quad (4.6)$$

Avec :

k_g et k_d : Coefficients donnés pour chaque travée par :

$$k = \frac{1}{2,125} \frac{a}{l'} \left(1 - \frac{a}{l'} \right) \left(2 - \frac{a}{l'} \right) \quad (4.7)$$

Les valeurs de k en fonction de $\frac{a}{l'}$, sont données dans le tableau 4.1.

a/l'	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
k	0	0,08	0,136	0,168	0,181	0,176	0,158	0,128	0,09	0,047	0

Tableau 4.1 Les valeurs de k en fonction de $\frac{a}{l'}$

4.2 Méthode de Caquot minorée

Le calcul des moments sur appui aux charges permanentes se fait avec $g'=2g/3$. Pour le calcul des moments en travée prend la totalité de g .

Remarque :

On peut utiliser la formule des trois moments pour le calcul des moments sur appuis :

$$M_1 l_1 + 2M_2 (l_1 + l_2) + M_3 l_2 = -\frac{p_g l_1^3}{4} - \frac{p_d l_2^3}{4} - \frac{\sum q_g a_g (l_1^2 - a_g^2)}{l_1} - \frac{\sum q_d a_d (l_2^2 - a_d^2)}{l_2} \quad (4.8)$$

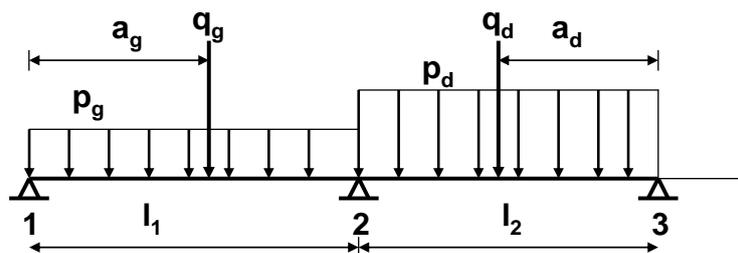


Figure 4.2 Méthode des trois moments

4.3 Déformation des poutres

Les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \text{Max} \left[\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 M_0} \right] l \\ A_s \leq \frac{4,2 b_0 d}{f_e} \\ l \leq 8,00 m \end{array} \right. \quad (4.9)$$

Avec :

f_e : En MPa;

M_t : Moment en travée;

M_0 : Le moment en travée de la travée isostatique de référence et l la portée.

Si ces conditions n'étaient pas vérifiées, le calcul des flèches est nécessaire.

4.4 Calcul des flèches

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), les flèches sont limitées à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{500} \quad \text{si la portée } l \leq 5,00 m \\ \frac{l}{1000} + 0,005 \quad \text{si } l > 5,00 m \\ \frac{l}{250} \quad \text{console : } l \leq 2,00 m \end{array} \right. \quad (4.10)$$

Où la flèche et la portée sont exprimées en mètre.

Chapitre V Calcul des fondations superficielles

5.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les fondations superficielles sont réalisées sur des terrains dont les couches susceptibles de porter l'ouvrage sont à faible profondeur. Celle-ci peuvent être de différentes natures suivant les éléments portés :

- rigole en gros béton;
- semelle isolée (sous les poteaux) ;
- semelle filante (sous les murs ou plusieurs poteaux) ;
- radier (sous l'ensemble ou une partie de l'ouvrage).

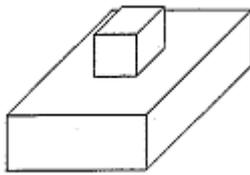


Figure 5.1 Semelle isolée

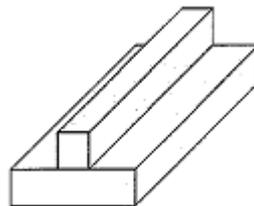


Figure 5.2 Semelle filante

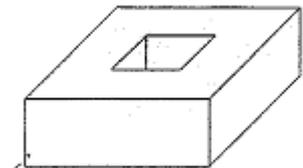


Figure 5.3 Radier

Une fondation est dite superficielle si :

$$\frac{D}{B} < 4 \quad (5.1)$$

D : désigne la distance entre le dessous de la fondation et le niveau fini du sol ;
B : largeur de la semelle.

- Les semelles isolées sous poteaux sont telle que : $(L/B) < 5$;
- Les semelles filantes sous murs ou sous plusieurs poteaux, sont telles que : $(L/B) > 5$.

La dimension minimale B d'une semelle encastrée est :

$B > 60 \text{ cm}$, dimension minimale permettant le travail d'un ouvrier. La semelle sera toujours protégée dans sa partie inférieure par un béton de propreté de 5 cm d'épaisseur au minimum.

On utilise généralement les dosages suivants pour la confection des semelles:

Béton de propreté: 150 kg/m^3 ;

Béton pour semelle non armée

250 kg/m^3 en terrain sec;
 300 kg/m^3 en terrain humide;

Béton pour semelle armée

300 kg/m^3 en terrain sec;
 350 kg/m^3 en terrain humide.

5.1.1 Reconnaissance du sol

5.1.1.1 Se renseigner

La première démarche consiste à se renseigner préalablement, les bons terrains se font rares car ce sont les premiers qui ont été bâtis par nos ancêtres qui ne disposaient pas de tous les moyens de calculs actuels. IL y a donc lieu de se renseigner afin de savoir si:

- Le terrain n'est pas inondable;
- Le terrain ne se situe pas dans une cuvette, à l'emplacement d'une ancienne décharge publique;
- Il n'y a pas de problèmes de glissements ou de tassements (voir l'état des maisons voisines);

On peut aussi consulter les services techniques et les cartes géologiques.

5.1.1.2 Reconnaître le sol

La reconnaissance du sol peut être effectuée à l'aide de 2 types d'essai:

- Essai en laboratoire : prélèvements d'échantillons de sols analysés ensuite en laboratoire;
- Essai sur le terrain "*in situ*" : pénétromètre – pressiomètre.



Figure 5.4 Pressiomètre

Ces différents essais de reconnaissance des sols permettent de :

- Déterminer la couche d'assise: sa position (profondeur), sa contrainte admissible, son comportement (tassement);
- De déterminer la position de la nappe phréatique (nappe d'eau).

5.1.1.3 Contrainte de calcul du sol

Les contraintes admissibles de quelques terrains sont mentionnées sur le tableau suivant :

Nature du sol	q_u (MPa)
Roche peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	0,75 à 4,5
Terrains non cohérents à bonne compacité	0,35 à 0,75
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0,2 à 0,4
Argiles	0,1 à 0,3
Limon de plateaux	0,15 à 0,30
Terre à meulière	0,30 à 0,45
Marne verte, argile	0,07 à 0,45
Alluvions anciennes, sables et graviers	0,60 à 0,90
Craie	0,90 à 1,00
Marne + Caillasse	0,75 à 1,50
Calcaire grossier	1,80 à 4,50

Tableau 5.1 Contraintes de calcul du sol

5.1.2- Condition de mise en œuvre des fondations superficielles

- Les terrassements se font à la pelle mécanique (rarement à la main);
- L'implantation des ouvrages doit être parfaite avant les terrassements;
- On évitera les terrassements par temps de pluie;
- L'assise doit être horizontale (redans si nécessaire). L'arase supérieure aussi, etc.
- Curage des fonds de fouilles (exemple des sinistres avec galette de matériaux incompétents sous la semelle);
- Mise en œuvre d'un béton de propreté;
- Calage des aciers.



Figure 5.5 Mise en œuvre d'une semelle

5.2 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, etc.).

5.3. Différents types de semelles continues

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

Une semelle est considérée comme rigide si :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0,05 \text{ cm} \quad (5.2)$$

Ou encore :

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad (5.3)$$

$$e = \frac{h}{2} \text{ à } \frac{h}{3} \quad (5.4)$$

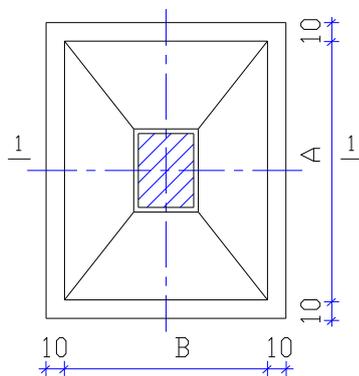


Figure 5.6 Vu en plan d'une semelle

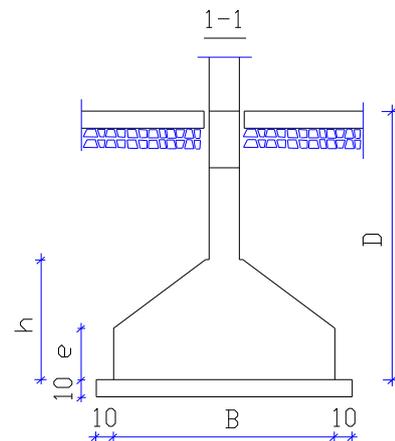


Figure 5.7 Coupe en plan d'une semelle

De plus la hauteur h ne pourra jamais être inférieure à 15 cm.

Pour les semelles rigides la répartition des contraintes est linéaire : constante, trapézoïdale ou triangulaire.

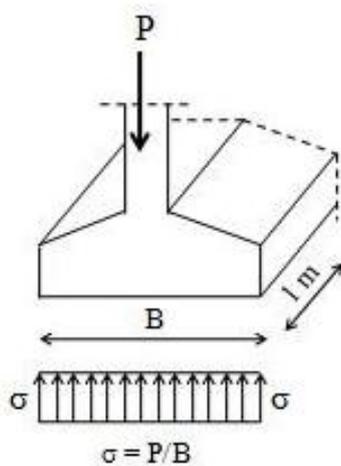


Figure 5.8 Répartition des contraintes
Cas d'un sol non rocheux

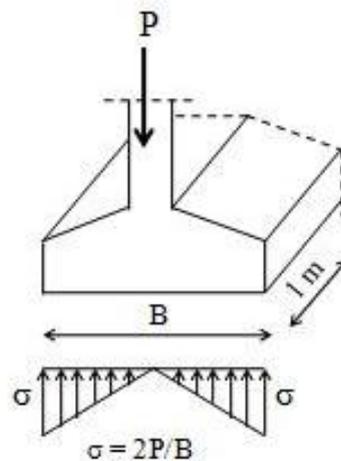


Figure 5.9 Répartition des contraintes
Cas d'un sol rocheux ou massif en béton

5.4 Semelles rigides sous mur soumises à une charge centrée

5.4.1 Répartition rectangulaire des contraintes

L'examen de la distribution des contraintes dans une semelle rigide et plus particulièrement des isostatiques 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 aciers d'armatures.

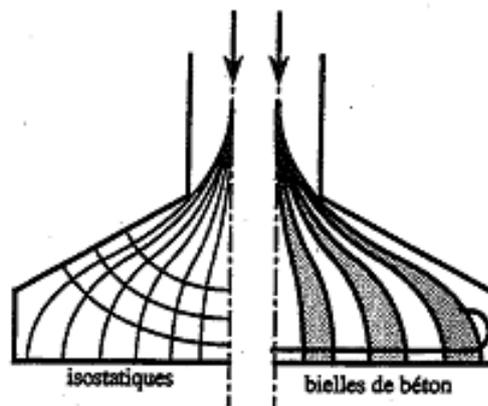


Figure 5.10 Transmission des efforts
à travers les bielles

Cette approche de calcul pour la détermination des armatures est appelé « méthode des bielles ».

5.4.2 Dispositions constructives

Les extrémités des aciers d'armatures peuvent comporter des ancrages droits, courbes ou des crochets. De plus, les aciers verticaux des murs ou des poteaux doivent être prolongés jusqu'à la base des semelles.

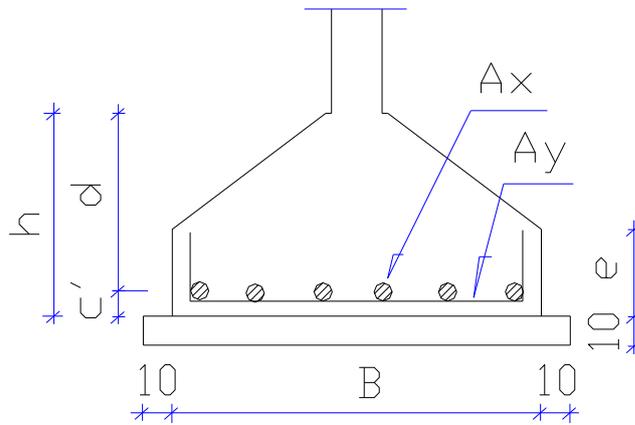


Figure 5.11 Dispositions constructives

5.4.3 Dimensionnement de la semelle

En posant q_u égal à la contrainte admissible du sol et σ_{sol} la contrainte réellement appliquée. En appliquant la condition de rigidité, on a donc satisfaire à :

$$B \geq \frac{P_u}{q_u} ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} ; \quad c \geq 3 \text{ cm} \quad (5.5)$$

Mais aussi que :

- $e \geq \max(15 \text{ cm}; 6\phi + 6 \text{ cm})$ pour les barres sans crochets ;
- $e \geq \max(15 \text{ cm}; 12\phi + 6 \text{ cm})$ pour les barres avec crochets.

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

5.4.4 Détermination des armatures

On considère que toutes les bielles de béton comprimées passent par un point **O**,

défini par : $\frac{B}{h_0} = \frac{B-b}{d}$.

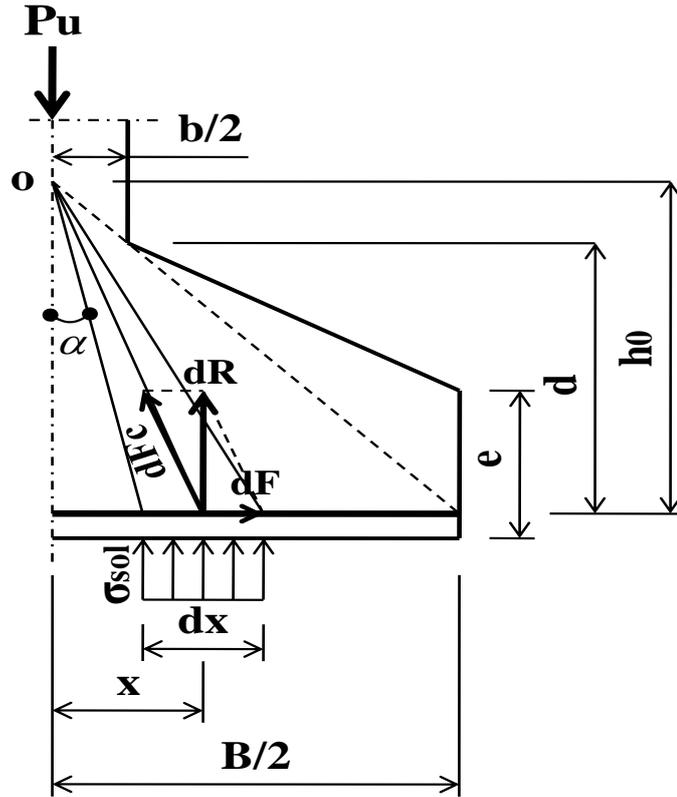


Figure 5.12 Détermination des armatures

La contrainte au sol sur une tranche ($dx \cdot 1 \text{ m}$) est égale à :

$$\sigma_{sol} = \frac{P_u}{B \cdot 1 \text{ m}} \quad (5.6)$$

D'où l'expression de la réaction exercée par le sol sur une tranche ($dx \times 1 \text{ m}$), soit :

$$dR = \sigma_{sol} \cdot (dx \cdot 1) = \frac{P_u}{B} \cdot dx \quad (5.7)$$

De plus et étant donné que dR peut se décomposer en un effort de compression dF_c et de traction dans l'armature dF :

$$dF = dR \cdot \frac{x}{h_0} = \frac{P_u}{B \cdot h_0} \cdot x \cdot dx \quad (5.8)$$

L'effort de traction en $x = 0$, peut être obtenu par intégration en posant :

$$F = \int_0^{B/2} dF = \int_0^{B/2} \frac{P_u}{B \cdot h_0} \cdot dx = \frac{P_u \cdot B}{8 \cdot h_0} = \frac{P_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d} \quad (5.9)$$

Comme la contrainte de traction dans les armatures est égale à :

$$\sigma_s = \frac{F}{A_s} \quad (5.10)$$

On obtient la section d'armatures transversales par mètre linéaire de semelle,

soit :

$$A_s = \frac{P_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} \quad (5.11)$$

Avec

$$d = 0,9 \cdot h \quad (5.12)$$

σ_s dépend des 3 étapes de fissuration définis dans BAEL 91 :

- Fissuration non préjudiciable :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (5.13)$$

Avec :

f_e : limite élastique de l'acier ;

$\gamma_s = 1,15$ (cas courant) ou 1 (cas accidentel).

- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \xi = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e \\ \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \end{array} \right\} \quad (5.14)$$

Avec :

$$\eta = \begin{cases} 1,00 & \text{Rond lisse} \\ 1,3 & HA < 6 \text{ mm} \\ 1,6 & HA > 6 \text{ mm} \end{cases}$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = 0,8 \xi \quad (5.15)$$

On calcule ensuite la longueur de scellement pour déterminer la longueur et leur mode d'accrochage :

$$l_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_e}{0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}} \quad (5.16)$$

Avec :

$\psi_s = 1,5$ (HA) ; 1 (rond lisse) ;

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{tj} \text{ en MPa.} \quad (5.17)$$

- Si $l_s \geq B/4$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporte des ancrages courbes ;

- Si $B/8 \leq l_s \leq B/4$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter crochet.

- $l_s \leq B/8$: 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 $0,86B$.

De plus, les armatures principales sont complétées par des armatures longitudinales de répartition placées sur la largeur B et de section :

$$A_r = A_s \cdot \frac{B}{4} \quad B \text{ en } m \quad (5.18)$$

5.5 Semelles rectangulaires sous poteau soumises à une charge centrée

5.5.1 Dimensionnement de la semelle

Le calcul va nous permettre de connaître les dimensions de la fondation en largeur (longueur dans le cas d'une semelle isolée) et hauteur. Puis de déterminer les armatures à positionner dans cette fondation.

Dans un premier temps nous devons disposer de la charge qui arrive sur cette fondation. C'est la charge Nu donnée par la descente de charges :

$$Nu = 1,35 G + 1,5 Q + (1,35 * \text{poids propre semelle}) \quad (5.19)$$

Quand au poids propre de la semelle c'est une inconnue au départ, mais il devra être pris en compte par la suite dans la vérification du sol.

Considérons un poteau de section $(a \cdot b)$ et une semelle de dimensions $(A \cdot B)$, on a par homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad (5.20)$$

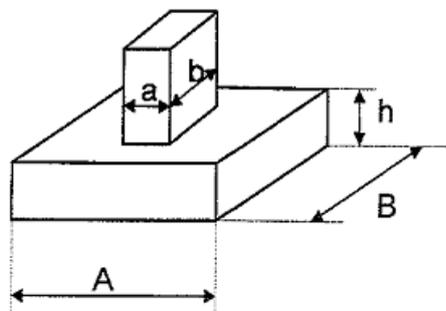


Figure 5.13 Dimensionnement de la semelle

Comme A et B doivent satisfaire à la relation :

$$A \cdot B \geq \frac{P_u}{q_u} \quad (5.21)$$

On obtient que :

$$B \geq \sqrt{\frac{b \cdot P_u}{a \cdot q_u}} \quad \text{ou} \quad A \geq \sqrt{\frac{a \cdot P_u}{b \cdot q_u}} \quad (5.22)$$

$$\max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right) \leq (d_a, d_b) \leq \min(A-a, B-b) \quad (5.23)$$

Puis :

$$h = \max(0,15m; d + 0,05m) \quad (5.24)$$

Alors les sections des armatures inférieures sont :

$$A_x = \frac{P_u \cdot (A-a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s}, \quad A_y = \frac{P_u \cdot (B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} \quad (5.25)$$

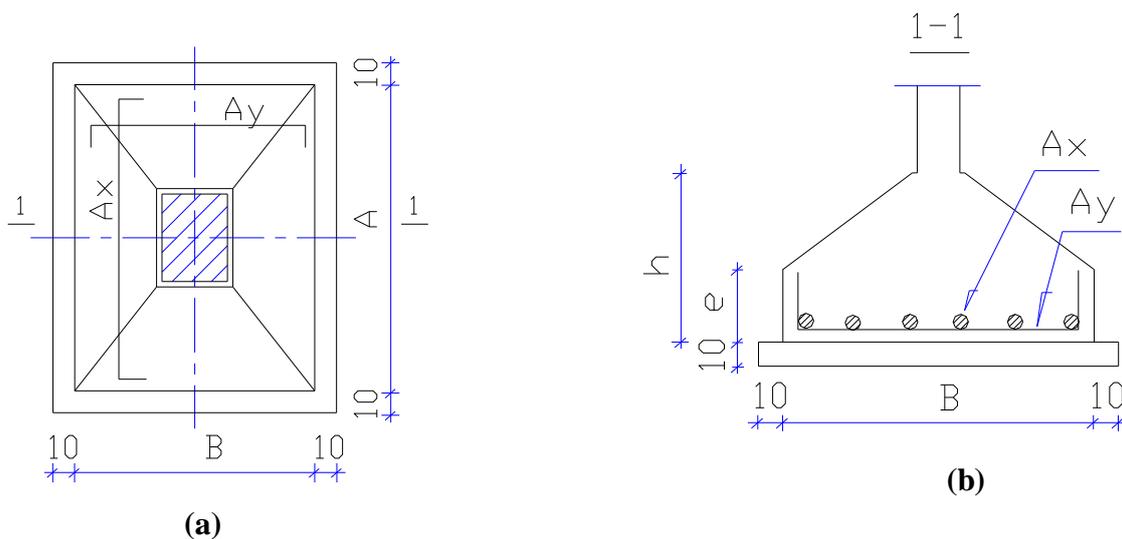


Figure 5.14 Ferrailage de la semelle

Dans le cas des sols rocheux, ces relations doivent :

$$A \cdot B \geq \frac{3}{2} \cdot \frac{P_u}{q_u}, \quad B \geq \sqrt{\frac{3}{2} \cdot \frac{b \cdot P_u}{a \cdot q_u}}, \quad \text{ou} \quad A \geq \sqrt{\frac{3}{2} \cdot \frac{a \cdot P_u}{b \cdot q_u}} \quad (5.26)$$

Les sections d'armatures sont obtenues de la manière suivante :

$$A_{x,bitriangulaire} = A_x \cdot \frac{9.B}{8.A}; \quad A_{y,bitriangulaire} = A_y \cdot \max\left(1; \frac{9.A}{8.B}\right) \quad (5.27)$$

Dans le cas des semelles rectangulaires, on peut toujours utiliser la méthode par homothétie mais la méthode des débords égaux est plus économique. Dans ce cas les dimensions de la semelle ne sont plus proportionnelles aux dimensions du poteau, mais les débords de la semelle qui dépassent le poteau dans les directions sont identiques.

5.6 Semelles rectangulaires sous poteau soumises à un effort normal et un moment de flexion

5.6.1 Diagrammes des contraintes

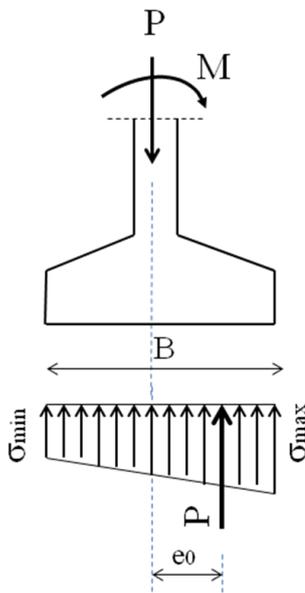


Figure 5.15 Répartition trapézoïdale des contraintes

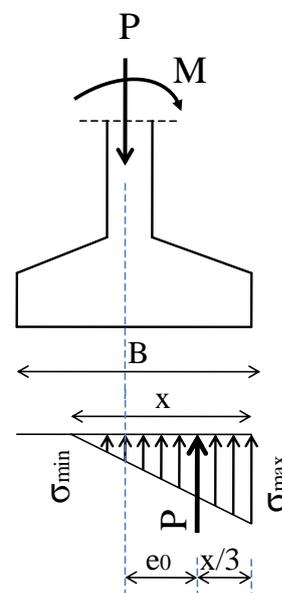


Figure 5.16 Répartition triangulaire des contraintes

Considérons une semelle rectangulaire ($A \cdot B$) et dans la mesure où le sol ne peut prendre de traction, deux cas de figure se présentent :

- $e_0 \leq B/6$: dans ce cas le diagramme des contraintes est trapézoïdale et :

$$\sigma_{\min} = \frac{P}{A.B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e_0}{B}\right); \quad \sigma_{\max} = \frac{P}{A.B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e_0}{B}\right) \quad (5.28)$$

- $e_0 > B/6$: dans ce cas le diagramme des contraintes est triangulaire et :

$$\sigma_{\max} = \frac{2.P}{3.A.\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \quad \text{car} \quad P = \frac{\sigma_{\max}}{2} \cdot A.X; \quad e_0 + \frac{X}{3} = \frac{B}{2} \quad (5.29)$$

5.6.2 Conditions de résistance du sol

- Si $e_0 \leq B/6$ alors $\sigma_{ref} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}{4} = \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{B}\right) \cdot \frac{P_u}{A.B} \leq q_u$ (5.30)

- $e_0 > B/6$ alors :

$$\sigma_{ref} = \sigma_{\max} = \frac{2.P}{3.A.\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq \begin{cases} 1,33.q_u & \text{dans le cas où le vent est l'action variable de base} \\ q_u & \text{dans le cas général} \end{cases} \quad (5.31)$$

5.6.3 Détermination des armatures

5.6.3.1 La résultante est dans le noyau central ($e_0 \leq b/6$)

- Si $\sigma_{\max} - \sigma_{\min} \leq \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}$ soit $e_0 \leq \frac{B}{24}$ (5.32)

Dans ce cas et si la différence des contraintes extrêmes est au plus égale à la moitié de la contrainte moyenne, on utilise la méthode des bielles en considérant comme charge appliquée, la charge $P' = P \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{B}\right)$ qui correspond à une contrainte de sol équivalente à σ_{ref} .

- Si $\sigma_{\max} - \sigma_{\min} > \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}$ soit $e_0 > \frac{B}{24}$ (5.33)

- Dans la direction B , les armatures sont calculées de telle façon à équilibrer un moment M_I appliquée dans la section S_I située à $0,35b$ de l'axe du poteau (coté σ_{\max}).

Pour une répartition trapézoïdale :

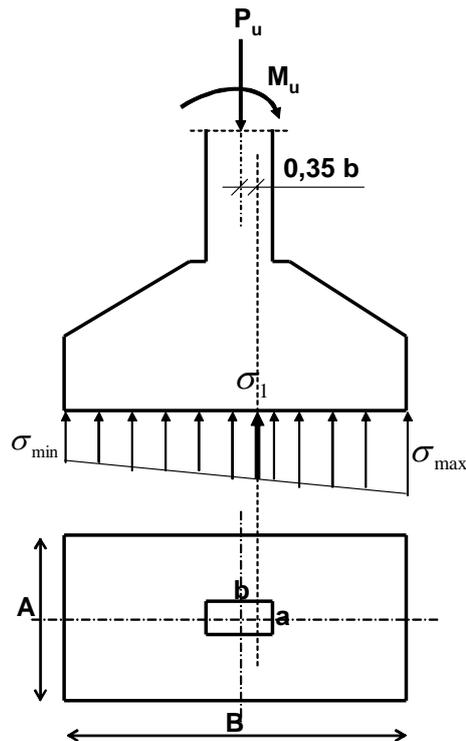


Figure 5.17 Répartition trapézoïdale des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{P}{AB} \left(1 + \frac{4,2 e_0 b}{B^2} \right) \quad (5.34)$$

$$M_1 = A \left(\frac{B}{2} - 0,35b \right)^2 \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_{\max}}{6} \right) \quad (5.35)$$

- Dans la direction A, les armatures sont calculées suivant la méthode des bielles en considérant l'effort $P' = P \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{B} \right)$.

Pour une répartition triangulaire:

$$\sigma_1 = \frac{B + 0,35b - 3e_0}{3 \left(\frac{B}{2} - e_0 \right)} \sigma_{\max} \quad (5.36)$$

$$M_1 = A \left(\frac{B}{2} - 0,35b \right)^2 \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_{\max}}{6} \right) \quad (5.37)$$

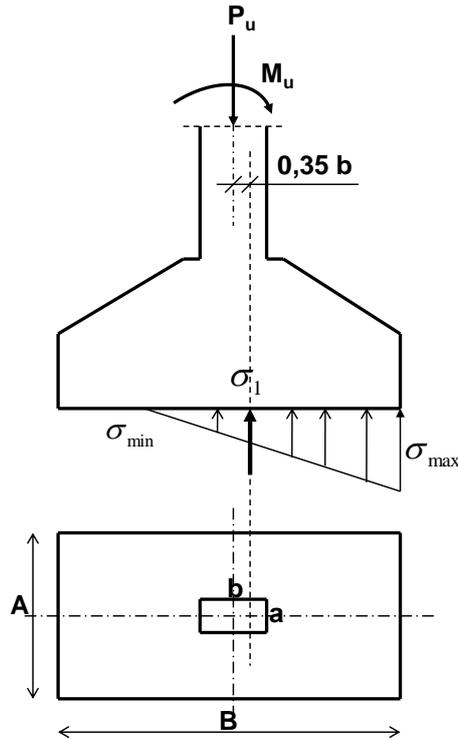


Figure 5.18 Répartition triangulaire des contraintes

- Dans la direction **A**, les armatures sont calculées suivant la méthode des bielles en considérant l'effort $P' = P \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{B}\right)$.

5.6.3.2 La résultante est hors du noyau central ($e_0 > b/6$)

- Dans la direction **B**, les armatures sont calculées à partir de la « méthode des bielles » qui cherche à équilibrer la section **S₁** située à **0,35** de l'axe du poteau coté σ_{\max} (voir section précédente).

- Dans la direction **A**, les armatures sont calculées suivant la méthode des bielles en considérant l'effort $P' = P \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{B}\right)$.

5.6.3.3 Pour les semelles rectangulaires

- Si $e_0 \leq B/24$

$$A_x = \frac{P_u \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{B}\right) \cdot (A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s}, \quad A_y = \frac{P_u \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{B}\right) \cdot (B - b)}{8 \cdot d_b \cdot \sigma_s} \quad (5.38)$$

- Si $e_0 > B/24$

$$A_x = \frac{P_u \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{B}\right) \cdot (A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s}, \quad A_y = \frac{M_1}{d_b \cdot \sigma_s} \quad (5.39)$$

5.6.4 Dimensionnement de la semelle

Considérons un poteau de section (a . b), et une semelle de dimensions (A . B), on a par homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad (5.40)$$

On doit vérifier que :

- Si $e_0 \leq B/6$ alors $A \cdot B \geq \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{B}\right) \cdot \frac{P_u}{q_u}$ (5.41)

Avec :

$$q_u = \frac{\overline{q_u}}{2}, \quad \overline{q_u} : \text{est donnée par le rapport du sol.} \quad (5.42)$$

- Si $e_0 > B/6$ alors

Et :

$$\frac{2 \cdot P}{3 \cdot A \cdot \left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq \begin{cases} 1,33 \cdot q_u & \text{dans le cas où le vent est l'action variable de base} \\ q_u & \text{dans le cas général} \end{cases} \quad (5.43)$$

$$\max\left(\frac{A - a}{4}, \frac{B - b}{4}\right) \leq (d_a, d_b) \leq \min(A - a, B - b) \quad (5.44)$$

Condition de rigidité : elle n'est pas obligatoire mais il faut vérifier l'effort tranchant.

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

5.7.1 Dimensionnement de la semelle

On doit vérifier que :

$$\text{- Si } e_0 \leq B/6 \text{ alors } B \geq \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{B}\right) \cdot \frac{P_u}{q_u} \quad (5.45)$$

- Si $e_0 > B/6$ alors

$$\frac{2 \cdot P}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq \begin{cases} 1,33 \cdot q_u & \text{dans le cas où le vent est l'action variable de base} \\ q_u & \text{dans le cas général} \end{cases} \quad (5.46)$$

5.7.2 Détermination des armatures

- Si $e_0 \leq B/24$

$$A_s = \frac{P_u \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{B}\right) \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} \quad (5.47)$$

De plus, les armatures principales sont complétées par des armatures longitudinales de répartition placées sur la largeur B et de section :

$$A_r = A_s \cdot \frac{B}{4} \quad (B \text{ en m}). \quad (5.48)$$

- Si $e_0 > B/24$, on applique la méthode des consoles pour déterminer le moment M_1 à reprendre :

$$A_s = \frac{M_1}{d \cdot \sigma_s} \quad (5.49)$$

5.8 Justification des états limites de service

Pour justifier les états limites de service, il suffit de pondérer les sections d'acier 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.

5.9 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.

5.9.1 Condition de non poinçonnement

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

$$P'_u \leq 0,045 \cdot u_c \cdot h' \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (5.50)$$

Avec :

- P'_u : charge poinçonnante ;
- $u_c = 2 \cdot (a_1 + b_1)$: correspond au périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la semelle. On l'appelle périmètre critique.
 $a_1 = a + h$
 $b_1 = b + h$
- h' : épaisseur de la semelle dans la section S à $h/2$ du nu du poteau. Pour une section rectangulaire à hauteur constante, on a $h' = h$.

5.10 Dispositions constructives

5.10.1 Fondations à des niveaux différents

Si des fondations, semelles isolées ou semelles filantes parallèles, sont à des niveaux différents, les niveaux des fondations successives doivent être tel qu'une pente de 3 de base pour 2 de hauteur relie les arrêtes des semelles les plus proches.

Si ce n'est pas le cas, on place du gros béton (dosé à 200 kg/m^3 au minimum) sous la semelle la plus haute jusqu'au niveau nécessaire.

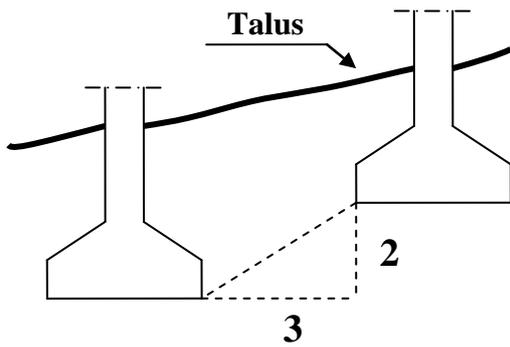


Figure 5.19 Décalage en hauteur des semelle

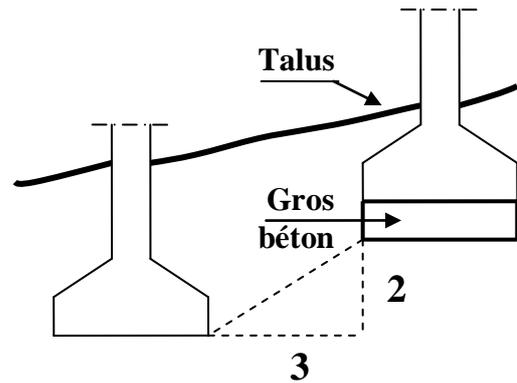


Figure 5.20 Utilisation du gros béton

Le gros béton peut intervenir dans la détermination du taux de travail si :

$$d_2 \geq 1,5 \cdot d_1 \quad (5.51)$$

Le gros béton pourra travailler à une contrainte de (10 à 12) bars, suivant un angle tel que :

$$\frac{d_1}{d_2} = 0,5 \text{ à } 0,6 \quad (5.52)$$

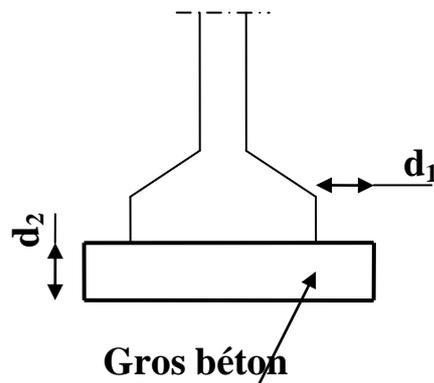


Figure 5.21 Détail gros béton

5.11 Les joints

Il existe deux types de joints :

- Les joints de dilatation

Sont à prévoir pour les bâtiments de grande longueur (longueur supérieure à 25 m). Ils servent à éviter les fissures dues aux allongements et raccourcissements dus aux variations de température ou au retrait du béton. Ils sont placés sur toute la hauteur et la largeur du bâtiment.

Les joints de dilatation ne coupe pas la fondation mais seulement les porteurs qui sont alors fondés sur une même semelle.

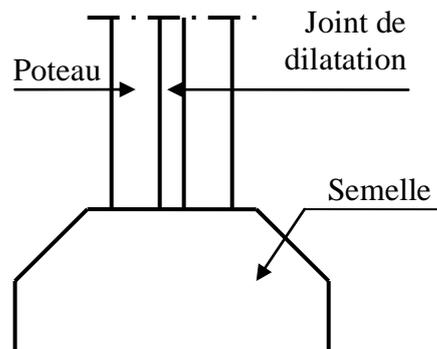


Figure 5.22 Joint de dilatation

- Les joints de rupture

Sont à prévoir entre deux parties mitoyennes d'un ouvrage ou entre deux ouvrages mitoyens quand il existe des risques de tassement différentiels pour des ouvrages de poids différents ou avec sol à changement brusque de compressibilité.

Les joints de rupture sont eux aussi placés sur toute la hauteur et toute la largeur du bâtiment.

Un joint de rupture est indispensable entre un bâtiment ancien et un nouveau bâtiment mitoyen même si les charges sont sensiblement identiques, pour éviter les désordres dus au tassement ou à la consolidation du sol sous le bâtiment récent.

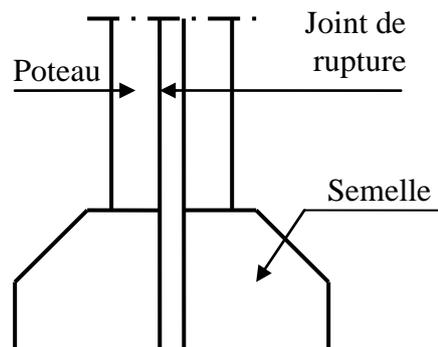


Figure 5.23 Joint de rupture

5.12 Les semelles excentrées

On place des semelles excentrées sous murs ou sous poteaux lorsque le bâtiment est en limite de propriété ou en rive d'un bâtiment existant (au droit d'un joint de rupture).

Le décalage entre la charge apportée par le porteur vertical à la fondation et celle appliquée par le sol sur la fondation crée un moment qui a tendance à faire basculer la semelle. Pour compenser ce moment et empêcher la rotation de la semelle, il existe deux solutions :

- **Placer une longrine de redressement** entre la semelle excentrée et la semelle voisine, dans la direction de l'excentrement. Une longrine est une poutre reposant sur des fondations permettant la transmission des efforts. Elle est soumise à la flexion. Cette longrine peut être placée au même niveau que les fondations ou juste au dessus. Les armatures supérieures reprennent le moment.

- **Méthode de la butée** : le moment peut être compensé par un buton placé entre la fondation excentrée et la fondation voisine.

Le buton travaille uniquement en compression simple. L'effort appliqué par le buton doit être compensé par un plancher au dessus.

La méthode de la butée crée de la flexion composée dans le plancher et dans le porteur vertical. C'est pour cela que la longrine de redressement est une méthode plus utilisée.

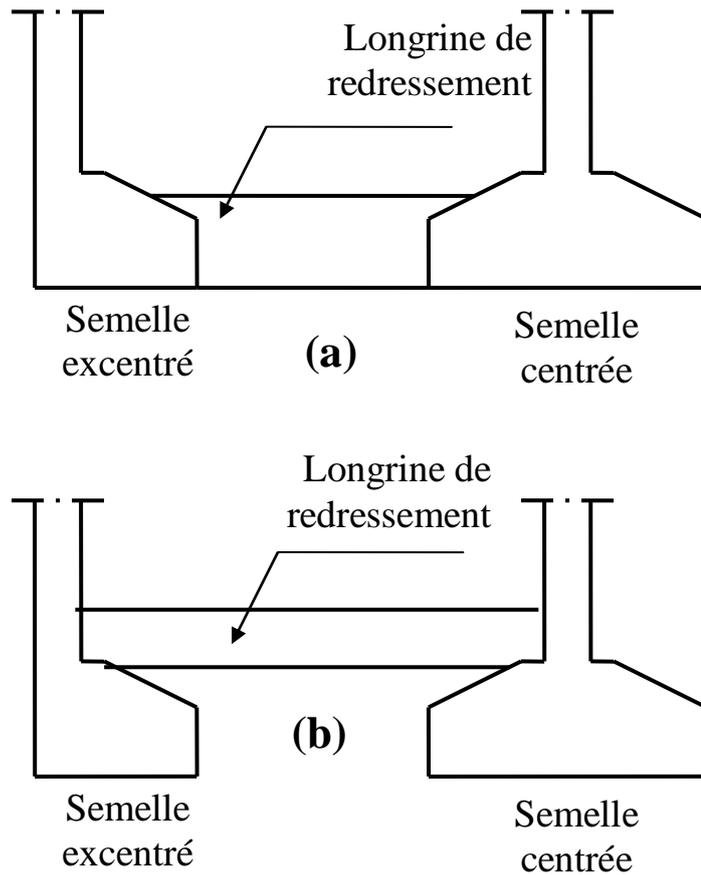


Figure 5.24 Longrine de redressement

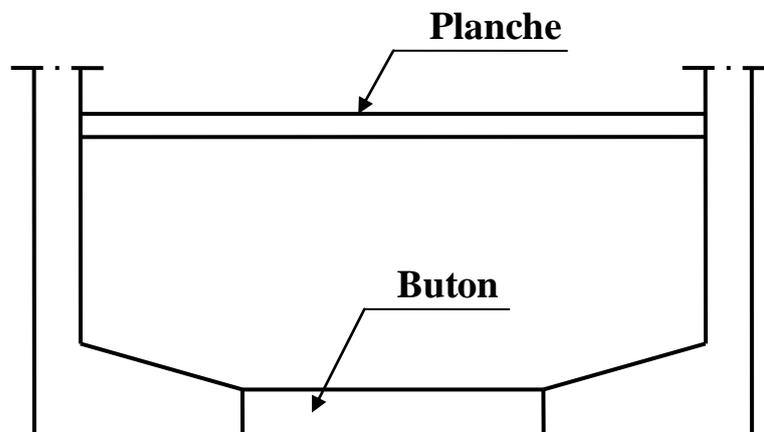


Figure 5.25 Utilisation du bouton

5.13 Pathologie des fondations

Pour les fondations superficielles les principales causes de sinistre sont:

- La réalisation d'une fondation sur un remblai mal tassé;
- Des venues d'eau modifiant la résistance du sol;
- des fondations sans précautions sur un terrain hétérogène;
- L'utilisation de fondations de types différents pour un même ouvrage;
- L'édification d'un ouvrage à proximité d'une construction existante dont les fondations sont déséquilibrées;
- L'inadaptation des tassements sous les fondations à la structure de l'ouvrage ;
- des fondations insuffisamment enterrées pour être protégées de l'action du gel et de l'affouillement des eaux;
- L'instabilité du sol de fondation (cavités, glissements de terrain, etc....).

Bibliographie

- [1] Fondations et ouvrages enterrés, Gérard Philipponat, Edition Eyrolles, 1979.
- [2] Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 80, Théorie et application, Pierre Charon, E. Eyrolles, 1983.
- [3] Documents techniques réglementaires, DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation, Centre National de Recherche appliquée en Génie Parasismique CGS, 1988.
- [4] M. Belazoughi, Le béton armé aux états limites, Théorie et application, Office des publications universitaires, 12 - 89.
- [5] Cours de béton armé, BAEL91, Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments, J.P. Mougin, Edition Eyrolles, 1992.
- [6] Maîtrise du BAEL91 et des DTU associés, J. Perchat et J. Roux, Edition Eyrolles, 1994.
- [7] Béton Armé, BAEL91 et DTU associés, J.P. Mougin. Edition Eyrolles, 1995.
- [8] Cours de béton armé B.A.E.L.91, Calcul des éléments simples et des structures en béton armé, JEAN Pierre mougin, Edition Eyrolles, 1997.