

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Ibn Khaldoun de Tiaret
Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie civil



Polycopié

Projet ouvrages en béton armé (Cours et Exercices)

***Master 1
Voies et ouvrages d'art***

Elaboré par:
Dr. Benferhat Rabia

Experts:
Pr. Hassaine Daouadji Tahar
Pr. Tlidji Youcef

Année universitaire: 2025-2026

PRÉFACE

Le module Projet ouvrages en béton armé s'inscrit dans la formation des futurs ingénieurs et techniciens spécialisés dans la conception et la réalisation des structures en béton armé, et est spécialement destiné aux étudiants de Master 1_VOA (Voies et ouvrages d'art). Il aborde les aspects fondamentaux et appliqués relatifs à la conception des ossatures en béton armé, ainsi qu'aux différents types de fondations et ouvrages associés.

Ce document pédagogique est structuré autour de cinq grandes thématiques essentielles :

Les ossatures en béton armé, où sont étudiés les principes de conception et de dimensionnement des éléments porteurs.

Les fondations superficielles, consacrées aux méthodes de calcul et au dimensionnement des divers types de fondations superficielles.

Les fondations profondes, abordant les techniques spécifiques telles que les pieux et micropieux adaptés aux sols difficiles.

Les murs de soutènement, avec l'analyse des mécanismes de stabilité et le dimensionnement face aux poussées de terre.

Les planchers, qui comprennent la conception et le calcul des dalles en béton armé utilisées dans diverses configurations.

Chaque chapitre est conçu pour offrir à l'étudiant une base solide de connaissances théoriques, enrichie par des applications pratiques concrètes, afin de favoriser une compréhension complète des projets d'ouvrages en béton armé. L'objectif est de permettre aux apprenants de maîtriser les étapes essentielles du dimensionnement et de la conception des structures, ainsi que la mise en œuvre de solutions constructives adaptées aux exigences techniques variées.

Ce support de cours sera un outil de référence important tout au long de la formation, aidant les étudiants à assimiler progressivement les connaissances et à réussir leurs projets en béton armé.

TABLE DES MATIERES

Préface	I
Tables des matières.....	II
Liste des figures	V
Liste des tableaux	VII
Liste des notations	VIII
Introduction générale.....	01

CHAPITRE I

Les ossatures structuraux en BA

I.1. Introduction.....	03
I.2. Les éléments de l'ossature	03
I.2.1. Les poteaux	03
I.2.2. Les poutres	07
I.2.3. Les voiles	11
I.2.4. Principes de dimensionnement des linteaux	17
I.3. Exercices avec solutions	21

CHAPITRE II

Calcul des fondations superficielles en BA

II.1. Introduction	37
II.2. Stabilité des fondations	37
II.3. Différents types de fondations	37
II.4. Pourquoi armer les semelles de fondations	37
II.5. La limite entre superficielles et profondes	37
II.6. Rappel sur la méthode des bielles comprimées	38
II.6.1. Détermination des armatures	38
II.7. Semelles filantes	40
II.7.1. Espacement des armatures.....	40
II.8. Semelles isolé sous poteau soumises à un effort normal et un moment de flexion.....	41
II.8.1. Diagrammes des contraintes	41
II.9. Semelle continue sous mur soumises à un effort normal et un moment de flexion	42

II.9.1. Largeur de la semelle	42
II.9.2. Armatures	42
II.10. Les radier général.....	42
II.10.1. Critère de choix	43
II.10.2. Différents types de radiers	43
II.10.3. Epaisseur du radier nervuré	45
II.10.4. Epaisseur de la dalle du radier	45
II.10.5. La surface minimale du radier	46
II.10.6. Calcul du débordement.....	46
II.10.7. Vérification de la contrainte de cisaillement	46
II.10.8. Calcul des armatures	46
II.11. Exercices avec solutions.....	46

CHAPITRE III

Calcul des fondations profondes en BA

III.1. Introduction	53
III.2. Comparaison fondations superficielles et profondes	53
III.3. Domaine d'application	53
III.4. Les différents types de pieux.....	54
III.4.1. Pieux forés	54
III.4.2. Pieux battus et refoulés	54
III.4.3. Micropieux	55
III.5. Tableau comparatif entre les différents types de pieux	55
III.6. Dimensionnement	56
III.6.1. Données nécessaires.....	56
III.6.2. Capacité portante	56
III.6.3. Contraintes du béton	56
III.6.4. Armatures longitudinales	57
III.6.5. Armatures transversales	57
III.7. Exercices avec solutions	57

CHAPITRE IV

Conception et calcul des murs de soutènement

IV.1. Introduction	60
--------------------------	----

IV.2. Différents types des murs de soutènements	60
IV.2.1. Mur poids	60
IV.2.2. Mur cantilever ou en béton armé.....	60
IV.2.3. Mur à contreforts	61
IV.2.4. Murs bêche	61
IV.2.5. Mur à console	61
IV.3. Prédimensionnement.....	62
IV.4. Stabilité des murs de soutènement	63
IV.4.1. Stabilité au glissement	63
IV.4.2. Stabilité au renversement	64
IV.4.3. Stabilité au poinçonnement	64
IV.5. Ferrailage du murs de soutènement.....	64
IV.5.1. Ferrailage du voile	65
IV.5.2. Le ferrailage de la semelle	66
IV.6. Exercice avec solution	68

CHAPITRE V

Calcul des planchers

V.1. Introduction	75
V.2. Différents types de dalles	75
V.2.1. Planchers à dalle pleine	75
V.2.2. Planchers nervurés	75
V.2.3. Planchers à corps creux.....	76
V.2.4. Planchers champignons.....	76
V.3. Calcul des planchers à dalles pleines.....	77
V.3.1. Déterminer l'épaisseur de la dalle	77
V.4. Exercice avec solution	80
Références bibliographiques	83
Annexes	84

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Ossature en béton armé.....	03
Figure I.2. Armature des sections de poteaux.....	03
Figure I.3. Longueur de flambement	04
Figure I.4. Zone de recouvrement	06
Figure I.5. Poutre.....	07
Figure I.6. Section à simple armatures	07
Figure I.7. Section à double armatures	08
Figure I.8. Diagramme contrainte-déformation	09
Figure I.9. Voile plein.....	12
Figure I.10. Section entièrement comprimée.....	14
Figure I.11. Section partiellement tendue	15
Figure I.12. Voile à ouverture et linteau.....	17
Figure I.13. Disposition des armatures nécessaire dans le linteau	18
Figure II.1. Pourquoi armer les semelles	37
Figure II.2. Semelle superficielle et semelle profonde.....	38
Figure II.3. Bielles comprimées dans une semelle	39
Figure II.4. Semelle filante	40
Figure II.5. Répartition des contraintes	41
Figure II.6. Radier général.....	43
Figure II.7. Radier dalle.....	44
Figure II.8. Radier nervuré.....	44
Figure II.9. radier champignon.....	44
Figure II.10. Radier voute.....	45

Figure III.1. Pieux forés.....	54
Figure III.2. Pieux battus	55
Figure III.3. Micropieux	55
Figure IV.1. Murs poids.....	60
Figure IV.2. Mur en béton armé.....	60
Figure IV.3. Mur à contreforts.....	61
Figure IV.4. Murs bèches	61
Figure IV.5. Mur à console	62
Figure IV.6. Prédimensionnement_Méthode 01.	62
Figure IV.7. Prédimensionnement_Méthode 02.	63
Figure IV.8. Identification des sections.....	64
Figure IV.9. Diagramme de poussée	65
Figure IV.10. Calcul des sollicitations appliquées.....	66
Figure IV.11. Réaction sur patin avant.....	67
Figure IV.12. Sollicitations sur talon arrière	67
Figure V.1. Plancher à dalle pleine	75
Figure V.2. Plancher nervuré	76
Figure V.3. Plancher à corps creux	76
Figure V.4. Plancher champignon.....	77
Figure V.5. Dalle pleine.....	77
Figure V.6. Dalle portant dans les deux sens.....	79

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Dimensions des poteaux sous une compression simple	04
Tableau I.2. Armatures verticales et horizontales du voile.....	17
Tableau III.1. Comparaison fondations superficielles et profondes.....	53
Tableau III.2. Comparaison entre les différents types de pieux.....	55
Tableau IV.1. Calcul des sollicitations	65

LISTE DES NOTATIONS

a : Epaisseur du voile

a : Epaisseur du voile

A_p : Section droite du pieu

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales

b : Largeur de la nervure du radier

B : Aire de la section transversale

B_r : Section réduite obtenue en retirant 1 cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau.

D : Diamètre du pieu

d : Hauteur utile = $0,9.h$

E : Charges sismiques

e_1 : Epaisseur de la semelle de murs

E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{bu} : résistance ultime du béton en flexion

G : Charges permanentes

h : Hauteur totale de la section brute

h_i : Epaisseur de la couche i

I : Moment d'inertie de la section transversale dans le plan de flambement

i : Rayon de giration de la section transversale

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

l_w : Longueur du voile

L_C : Etant la longueur de la zone comprimée

L_e : Longueur élastique

L_{max1} : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures

L_{max1} = Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures

L_{max2} : Entre axes maximal des poteaux perpendiculairement aux nervures

L_T : La longueur de la zone tendue.

M : Moment fléchissant appliqué

N : Effort normal appliqué

$N_{u, Lim}$: La force de compression limite

N_u : La résultante des efforts de compressions

Q : Charges d'exploitation

q_p : Résistance unitaire de pointe

q_s : Frottement unitaire par couche

s : Section transversale du voile

S : Charges climatiques (neige)

S_t : Espacement entre les armatures transversales

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

\bar{V} : Effort tranchant dans la section considérée

V_{etabs} : Effort tranchant obtenu par le calcul numérique

W : Charges climatiques (Vent)

η : coefficient de fissuration de l'acier utilisé

Introduction générale

Introduction générale:

Le béton armé constitue l'un des matériaux les plus utilisés et les plus polyvalents dans le domaine du génie civil. Sa combinaison de résistance à la compression du béton et de résistance à la traction de l'acier en fait un choix privilégié pour la conception et la réalisation d'ouvrages variés, allant des fondations aux éléments porteurs, en passant par les murs de soutènement et les planchers.

Ce polycopié de cours a pour objectif de fournir aux étudiants une compréhension complète et approfondie des principes fondamentaux relatifs au projet et au calcul des ouvrages en béton armé. Il s'appuie sur les concepts théoriques, les règles de calcul en vigueur, ainsi que sur une approche pratique illustrée par des exemples et exercices corrigés.

Organisé en cinq chapitres distincts, l'ouvrage débute par l'analyse des éléments de structures en béton armé (Chapitre I), en détaillant les éléments constitutifs majeurs tels que les poteaux, poutres et voiles, ainsi que les principes fondamentaux de dimensionnement des linteaux. Cette première partie combine concepts théoriques et exercices corrigés, favorisant ainsi une compréhension approfondie des mécanismes structuraux.

Le Chapitre II est consacré au dimensionnement des fondations superficielles, éléments fondamentaux garantissant la transmission efficace des charges vers le sol. Il présente d'abord une classification détaillée des différents types de fondations, puis aborde les enjeux liés à leur stabilité. Les méthodes de calcul sont également développées, notamment la méthode des bielles comprimées. Ce chapitre traite plus particulièrement des semelles filantes, des semelles isolées ainsi que des radiers généraux, en insistant sur le dimensionnement des armatures et les principaux critères de conception.

Dans la continuité, le Chapitre III développe les notions liées aux fondations profondes, en présentant les différents types de pieux et leur dimensionnement. Ce volet aborde la capacité portante, les contraintes sur le béton ainsi que les exigences en matière d'armatures longitudinales et transversales, apportant ainsi une compréhension complète nécessaire à la conception des fondations adaptées aux sols complexes.

Le Chapitre IV est consacré à la conception et au calcul des murs de soutènement, ouvrages indispensables pour assurer la stabilité des terrains et la sécurité des aménagements. Les différentes typologies de murs sont analysées, suivies d'une étude rigoureuse des critères de

stabilité (glissement, renversement, poinçonnement) et des principes de ferrailage des murs de soutènement.

Enfin, le Chapitre V aborde les planchers, en exposant les différentes configurations existantes, telles que les dalles pleines, nervurées, à corps creux et champignons. Le calcul des planchers à dalles pleines est présenté en détail, complété par un exercice pratique destiné à illustrer la méthode de dimensionnement.

Ce document vise à constituer un support pédagogique complet et méthodique, articulant théorie et pratique, afin de permettre aux étudiants de développer une compétence approfondie dans le domaine des structures en béton armé. L'intégration d'exercices corrigés à chaque étape permet de consolider les acquis et de préparer efficacement à la résolution des problématiques rencontrées en calcul et conception des ouvrages.

Chapitre I:
Les ossatures structuraux en BA

I.1. Ossatures en béton armé:

L'ossature en béton armé est l'ensemble des poteaux, poutres, voiles et dalles en béton armé qui [1] :

- supportent les charges verticales (poids propre, planchers, murs, toiture, etc.),
- résistent aux efforts horizontaux (vent, séisme),
- et assurent la stabilité de l'ouvrage.

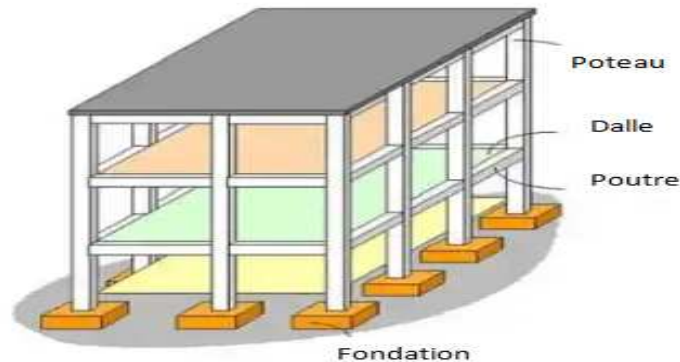


Figure I.1. Ossature en béton armé

I.2. Les éléments de l'ossature:

I.2.1. Les poteaux:

Un poteau en béton armé est un élément vertical comprimé, chargé de reprendre les efforts verticaux (provenant des poutres, dalles, planchers...) et de les transmettre aux fondations [1].

a. Forme de la section droite :

Les poteaux de section carrée ou rectangulaire sont les plus répandus, car ils sont simples à concevoir et à coffrer. La forme rectangulaire offre cependant une meilleure adaptation structurale, puisqu'elle permet de renforcer la rigidité dans une direction précise, notamment lorsque les efforts latéraux sont plus marqués dans un sens que dans l'autre [2,3].

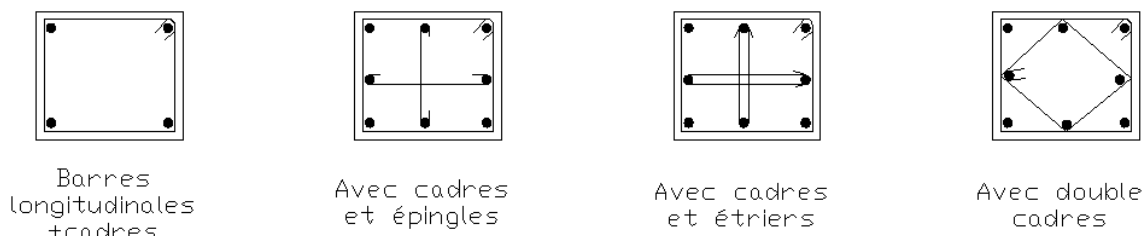


Figure I.2. Armature des sections de poteaux [2]

b. Dimensions des poteaux sous une compression simple:

Les dimensions minimales des sections de poteaux sont fixées par le Règlement Parasismique Algérien (RPA) [12].

Tableau I.1. Dimensions des poteaux sous une compression simple [12]

Type de poteau	Zones sismiques	Dimensions minimales	Autres conditions
Rectangulaire ou carré	Zone I et IIa	$\text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$1/4 < b/h < 4$ $\text{Min } (b, h) \geq H/20$ (H : hauteur du poteau)
	$1/4 < b/h < 4$	$\text{Min } (b, h) \geq 30 \text{ cm}$	
Circulaire	Zone I	$D \geq 25 \text{ cm}$	$D \geq H/15$ (H : hauteur du poteau)
	Zone IIa	$D \geq 30 \text{ cm}$	
	Zone IIb et III	$D \geq 35 \text{ cm}$	

c. Longueurs de flambement l_f :

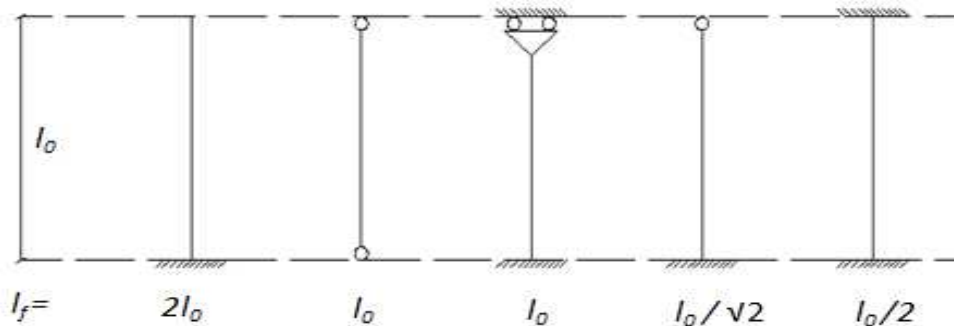


Figure I.3. Longueur de flambement [6]

d. Élancement:

i. Cas général:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad (\text{I.1})$$

Avec:

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad (\text{I.2})$$

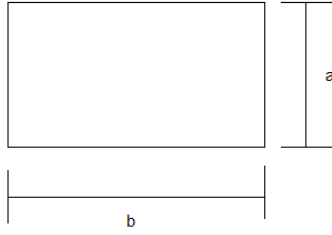
i: Rayon de giration de la section transversale

I: Moment d'inertie de la section transversale dans le plan de flambement

B: Aire de la section transversale

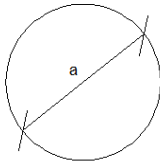
ii. Cas particuliers:

a) Section rectangulaire:



$$\lambda = \text{Max} \begin{cases} \frac{l_{fa}\sqrt{12}}{a} & (I = \frac{ba^3}{12} ; B = ba ; i = \frac{a}{\sqrt{12}}) \\ \frac{l_{fb}\sqrt{12}}{b} & (I = \frac{ab^3}{12} ; B = ba ; i = \frac{b}{\sqrt{12}}) \end{cases} \quad (\text{I.3})$$

b) Section circulaire:



$$\left. \begin{aligned} I &= \frac{\pi a^4}{64} \\ B &= \frac{\pi a^2}{4} \end{aligned} \right\} \Rightarrow i = \frac{a}{4} \quad \Rightarrow \quad \lambda = \frac{4.l_f}{a} \quad (\text{I.4})$$

e. Armatures longitudinales:

Le béton équilibre :

$$N_b = \frac{B_r \cdot f_{bu}}{0,9} \quad (\text{I.5})$$

B_r = section réduite obtenue en retirant 1 cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau,

Les aciers doivent équilibrer :

$$N_s = \frac{k \cdot \beta \cdot N_u - N_b}{0,85} = \frac{k \cdot \beta \cdot N_u - \frac{B_r \cdot f_{bu}}{0,9}}{0,85} \quad (\text{I.6})$$

Ou:

$$\frac{0,85}{a} = \beta = \begin{cases} 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85 \cdot \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad (\text{I.7})$$

D'où leur section :

$$A = \frac{N_s}{f_{ed}} \quad (\text{I.8})$$

i. Sections extrêmes:

On doit vérifier :

$$A_{min} \leq A \leq A_{max}$$

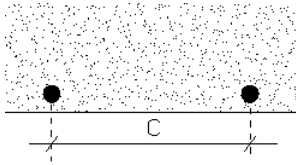
$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{aligned} &4 \text{ cm}^2 / \text{m de périmètre} \\ &0,2 \frac{B}{100} \end{aligned} \right. \quad (\text{I.9})$$

$$A_{max} = 5 \frac{B}{100}$$

B: aire de la section de béton.

ii. Dispositions constructives:

Sur chaque face, on doit vérifier :



$$c \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 40\text{cm} \\ a + 10\text{cm} \end{array} \right. \quad a = \text{plus petite dimension transversale}$$

f. Armatures transversales:

Les aciers transversaux participent à la résistance et empêchent le béton de s'éclater latéralement [6].

i. Diamètre:

$$\begin{aligned} \Phi_t &\approx \frac{1}{3} \Phi_l \\ \Phi_t &\leq 12\text{mm} \end{aligned} \quad (\text{I.10})$$

ii. En zone courante:

C'est-à-dire hors recouvrements :

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 15\Phi_{l\text{min}} \\ a + 10\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Pour } A \geq A_{\text{min}} \\ a = \text{plus petite dimension transversale dans le plan de flambement} \end{array}$$

iii. En zone de recouvrement:

Longueur de recouvrement

$$l_r = \begin{cases} 0,6 \cdot l_s & \text{Cas courants} \\ l_s & \text{Pièces soumises à des chocs} \end{cases}$$

Dans les zones où il y a plus de la moitié des barres en recouvrement :

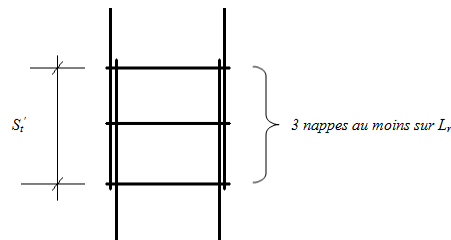


Figure I.4. Zone de recouvrement [6].

Dans la pratique, on assure un léger dépassement (2Φ environ) des extrémités des barres arrêtées par rapport aux nappes extrêmes.

I.2.2. Les poutres:

Une poutre est un élément horizontal porteur d'une structure, conçu pour supporter et transférer les charges (issues des planchers, murs ou autres éléments) vers les appuis tels que les poteaux ou les murs porteurs. Les poutres assurent ainsi la solidité, la rigidité et la stabilité de l'ossature du bâtiment [1,6].

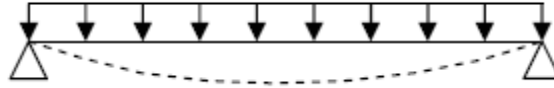


Figure I.5. Poutre

I.2.2.1. Dimensionnement des poutres à la flexion simple:

i- Etat limite ultime de résistance pour une section rectangulaire:

a- Section à armatures simple :

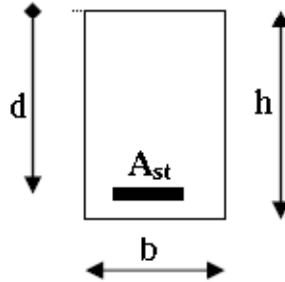


Figure I.6. Section à simple armatures [5].

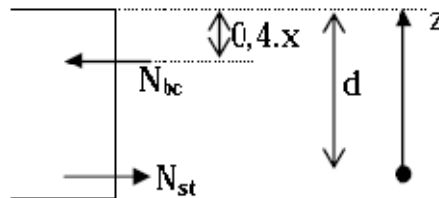
$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad (\text{I.11})$$

si "d" est inconnu; on prendra : $d = 0,9 \cdot h$

$\mu_u \leq \mu_l \Rightarrow$ Section à simple armatures

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad (\text{I.12})$$

On choisi comme origine de l'axe "z" le point d'application N_{bc} :



$$M_u = N_{st} \cdot z + N_{bc} \cdot 0 \quad (\text{I.13a})$$

$$M_u = A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot z \quad (\text{I.13b})$$

$$z = d - 0.4x = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) \quad (\text{I.13c})$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{I.13d})$$

b- Section à armatures double :

$\mu_u > \mu_l \Rightarrow$ Section à double armatures

- Moment résistant et moment résiduel :

Le moment résistant du béton sera le moment qui peut équilibrer :

$$M_R = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} \quad (I.14)$$

Le moment résiduel sera la différence entre le moment sollicitant et le moment résistant :

$$M_r = M_u - M_R \quad (I.15)$$

- Détermination des armatures :

On choisi comme origine de l'axe "z" le centre de gravité des armatures inférieures A_{st} :

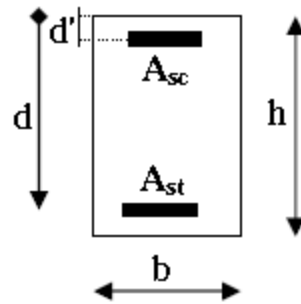


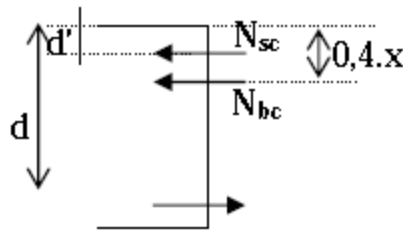
Figure I.7. Section à double armatures [5].

$$M_u = N_{st} \cdot z(=0) + N_{bc} \cdot z_{bc} + N_{sc} \cdot z_{sc} \quad (I.16a)$$

$$M_u = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_l) + A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot (d - d') \quad (I.16b)$$

$$M_u = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} + A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot (d - d') \quad (I.16c)$$

$$A_{sc} = \frac{M_u - M_R}{\sigma_{sc} \cdot (d - d')} \quad (I.16d)$$



$$\sum N = 0$$

$$N_{st} - N_{sc} - N_{bc} = 0 \Rightarrow N_{st} = N_{sc} + N_{bc} \quad (I.17a)$$

$$A_{st} \cdot \sigma_{st} = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot d \cdot b \cdot \sigma_{bc} + A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \quad (I.17b)$$

$$A_{st} \cdot \sigma_{st} = \frac{M_r}{(d - d')} + \frac{M_R}{d(1 - 0.4 \cdot \alpha_l)} \quad (I.17c)$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_r}{(d - d')} + \frac{M_R}{d(1 - 0.4 \cdot \alpha_l)} \right) \quad (I.17d)$$

ii- Etat limite de service :

Les éléments de structure en béton armé, soumis à un moment de flexion simple sont généralement calculés à l'état limite de service dans les cas suivants [11]:

- Fissuration préjudiciable .
- Fissuration très préjudiciable.

a- Contrainte de calcul limite:

- Contrainte de compression du béton limitée à

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$$
- Contrainte de traction des aciers limitée suivant les cas de fissuration:

- Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \quad (I.18)$$

- Fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \quad (I.19)$$

ou η : coefficient de fissuration de l'acier utilisé

$\eta = 1$ pour aciers ronds lisses

$\eta = 1.6$ pour aciers haute-adhérence $\geq 6\text{mm}$.

b- détermination de l'axe neutre :

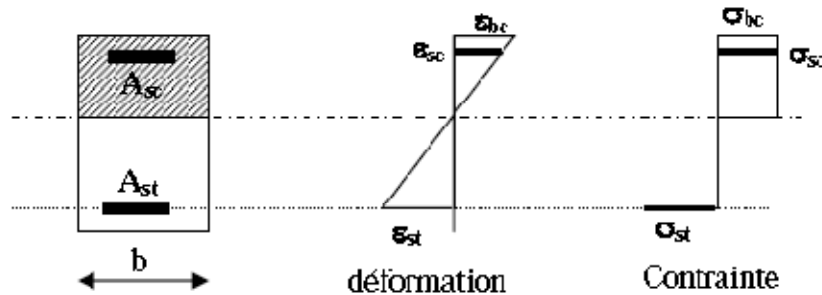


Figure I.8. Diagramme contrainte-déformation [1, 5].

Par l'équilibre des moments statiques :

$$b \cdot x \cdot \frac{x}{2} + n \cdot A_{sc} \cdot (x - d') - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) = 0 \quad (I.20)$$

c- détermination des contraintes :

Sous l'action du moment, la section se déforme jusqu'à obtenir un état de contrainte qui équilibre le moment :

$$\sum M_i = M_s \quad (\text{moment de service}) \quad (I.21)$$

Nous avons :

$$M_b + M_{Asc} + M_{Ast} = M_s \quad (I.22)$$

$$I = I_b + n \cdot I_{st} + n \cdot I_{sc} \quad (I.23)$$

$$I_b = \frac{b \cdot x^3}{3} \quad ; \quad I_{sc} = A_{sc} \cdot (x - d')^2 \quad ; \quad I_{st} = A_{st} \cdot (d - x)^2 \quad (I.24)$$

Alors les contraintes sont :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} \quad (I.25)$$

Les vérifications sont :

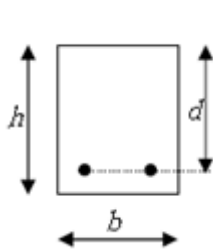
$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right\} ELS \text{ est vérifié}$$

Si l'une ou les deux conditions ne sont pas vérifiées alors l'E.L.S n'est pas vérifié.

iii. Calcul des armatures transversales:

Dans une poutre en béton armé l'effort tranchant est équilibré par les armatures transversales.

Par simplification le principe de la tangente conventionnelle ultime [9, 10]:



$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

τ_u : la contrainte de cisaillement

T_u : l'effort tranchant

b : la largeur de la section

d : la distance entre la fibre supérieure et les armatures inférieures

- Justification des poutres sous sollicitations tangentes :

a- Justification du béton :

La contrainte tangentielle τ_u doit satisfaire les conditions suivantes [9, 10]:

- Cas d'armatures droites :



$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{pour une fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable}$$

- Cas d'armatures inclinées :

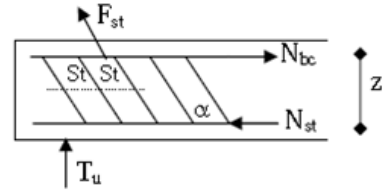


$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.27 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right)$$

Si $\tau_u \leq \tau_{ultimate} \Rightarrow$ on doit augmenter les dimensions de la section.

b- Justification des armatures :

$$n = \frac{z \cdot (1 + \cot \alpha)}{S_t}$$



Projection verticale : $T_u = F_{st} \cdot \sin \alpha$

En remplaçant toutes ces forces et en faisant la transformation nécessaire et en utilisant des approximations, on obtient [8, 9]:

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \cdot k \cdot f'_{tj}}{0.8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (I.26)$$

- $f'_{tj} = \min(f_{tj} ; 3.3 MPa)$.

- $k = 1$: dans le cas général.

- $k = 0$: si la fissuration est très préjudiciable ou s'il y'a reprise de bétonnage.

• Conditions complémentaires:

$$S_t \geq 7cm \text{ avec } S_{tmin} = 7cm$$

$$S_t \leq \min(0.9 \cdot d ; 40cm)$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 MPa$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq 12 mm$$

I.2.3. Les voiles:

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé qui jouent à la fois le rôle de murs porteurs et de contreventement. Ils servent à reprendre les charges verticales (poids des planchers, toitures, etc.) et surtout à résister aux efforts horizontaux dus au vent ou aux séismes. Grâce à leur grande rigidité, les voiles contribuent fortement à la stabilité globale de la structure et limitent les déplacements latéraux. Leur épaisseur dépend de la hauteur du bâtiment et des exigences parasismiques [6].

I.2.3.1. Principes de dimensionnement des voiles:

Le modèle le plus simple d'un voile en béton armé peut être assimilé à une console encastrée à sa base, soumise à des charges verticales et horizontales, représentant ainsi le comportement fondamental d'un élément mince travaillant en flexion et en traction [14, 7].

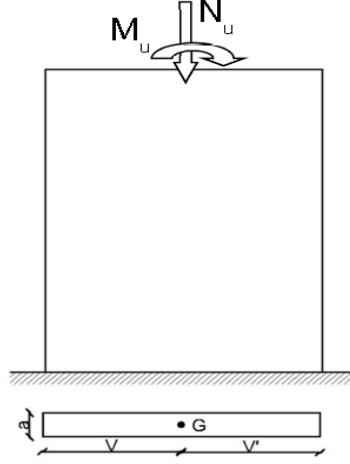


Figure I.9. Voile plein [14].

Le voile est soumis à un effort normal ultime N_u et un moment fléchissant M_u .

On définit le noyau central par les distances:

$$c = \frac{I}{s.v'} \quad (\text{I.27})$$

Et:

$$c' = \frac{I}{s.v} \quad (\text{I.28})$$

Dans le cas d'un voile rectangulaire de longueur L et d'épaisseur a on a:

$$s = a.l \quad (\text{I.29})$$

$$l = \frac{aL^3}{12} \quad (\text{I.30})$$

$$v = v' = \frac{L}{2} \quad (\text{I.31})$$

$$c = c' = \frac{L}{6} \quad (\text{I.32})$$

I.2.3.1.1. Vérification de la stabilité et de la résistance d'un voile:

a. Effort de compression à l'ELU:

L'effort limite ultime $N_{u,lim}$ est donnée par les formules suivantes [1, 4] :

- Cas d'un mur non armé : $A = 0$

$$N_{u,lim} = \alpha \frac{B_r.f_{c28}}{0.9.\gamma_b} \quad (\text{I.33})$$

Avec:

$$B_r = l_w[a - 2(cm)]; \quad \alpha = \frac{0.65}{1+0.2(\frac{\lambda}{30})^2}; \quad \lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a} \quad (I.34)$$

l_w : Longueur du voile ;

a : Epaisseur du voile ;

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours ;

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

- Cas d'un mur armé : $A \neq 0$

$$N_{u,lim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (I.35)$$

Avec:

$$\alpha = \frac{0.65}{1+0.2(\frac{\lambda}{30})^2} \quad \text{si} \quad \lambda \leq 50 \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{0.65}{(\frac{50}{\lambda})^2} \quad \text{si} \quad 50 \leq \lambda \leq 80 \quad (I.36)$$

Les valeurs de a sont divisées par 1,10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Si la majorité de charge sont appliqué à un âge inférieur de 28 jours, on remplace f_{c28} par f_{cj} et a par $a/1,20$.

On déduit la contrainte limite ultime qui vaut :

$$\sigma_{u,lim} = \sigma_{BNA} = \frac{N_{u,lim}}{a \cdot l_w} \quad (I.37)$$

b. Contraintes aux extrémités:

Le calcul des armatures des voiles sera fait par la méthode des contraintes et vérifier selon RPA 99/version 2003 [12] sous les effets N_{max} et M_{cor} .

- Pour la vérification : $G+Q \pm E$
- Pour le ferrailage : $0,8G \pm E$

Les contraintes aux extrémités du voile sont déterminés, selon les hypothèses de la résistance des matériaux comme suit [4, 13]:

Pour l'extrémité gauche :

$$\sigma_g = \frac{N}{s} - \frac{M.v}{I} \quad (I.38)$$

Pour l'extrémité droite :

$$\sigma_d = \frac{N}{s} + \frac{M.v'}{I} \quad (I.39)$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

M : Moment fléchissant appliqué ;

s : Section transversale du voile ;

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : moment d'inertie.

La section est sollicitée en flexion composée suivant l'excentricité: $e = \frac{M}{N}$

On trouve que la section soit :

- Entièrement comprimée lorsque : $\sigma_g > 0$ et $\sigma_d > 0$.
- Partiellement tendue lorsque : $\sigma_g < 0$ et $\sigma_d > 0$.
- Entièrement tendue lorsque : $\sigma_g < 0$ et $\sigma_d < 0$.

i. Cas d'une section entièrement comprimée:

On pourra considérer qu'une section entièrement comprimée si la résultante N_u reste à l'intérieure du noyau central ($c < e < c'$)

Le DTU23.1 [17] permet de découper la zone comprimée en bande de longueur d_i , tel que :

$$d_i \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3} \right) \quad (\text{I.40})$$

L_c : Longueur de compression ;

h_e : étant la hauteur d'étage

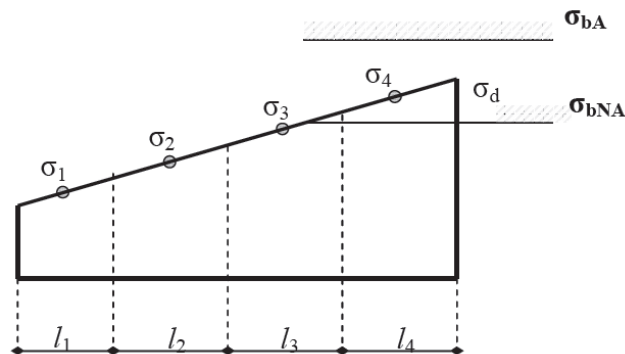


Figure I.10. Section entièrement comprimée [17]

- Si la contrainte moyenne σ_d d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé, σ_{bna} on ne disposera pas d'armatures de compression
- Si σ_d est supérieure à la contrainte du béton non armé soit on détermine les armatures verticales de compression, où on augmente les dimensions du voile.

La section d'armatures verticales A_{sv} est déterminée comme étant une section sous compression simple, on utilise la relation donnée précédemment : $N_u \leq N_{u,lim}$

Avec,

N_u : la résultante des efforts de compressions définie dans le diagramme précédent sur une bande de ;

$N_{u, Lim}$: la force de compression limite de la section du voile. Elle est exprimée par :

$$N_{u,lim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (I.41)$$

D'où, la section d'armatures comprimées nécessaires est donnée par :

$$A_{sv} = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \quad (I.42)$$

ii. Cas d'une section partiellement tendue:

Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir le 1^{er} cas.

- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bande de même section d'acier par unité de longueur, celle-ci correspond à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire).
- Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

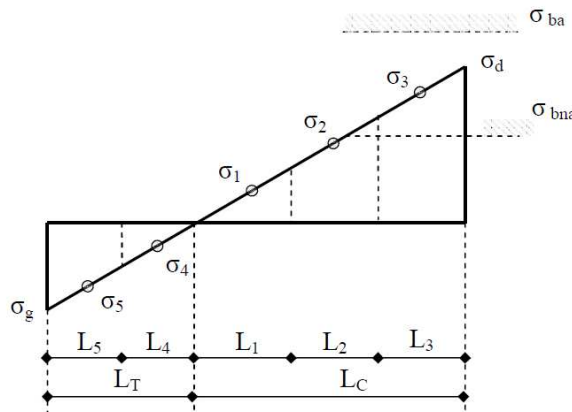


Figure I.11. Section partiellement tendue [17]

L_C : étant la longueur de la zone comprimée ;

L_T : étant la longueur de la zone tendue.

Calcul la longueur de la zone comprimé « L_C » et tendue « L_T » :

$$L_c = \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} \times L \quad (I.43)$$

$$L_T = L - L_c \quad (I.44)$$

I.2.3.1.2. Détermination des armatures verticales:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{\sigma_i \cdot \gamma_s \cdot \Delta_s}{f_e} \quad i = 4 \text{ ou } 5 \quad (\text{I.45})$$

$$\Delta_s = a \cdot l_i \quad (\text{I.46})$$

a : épaisseur du voile,

s : surface de la bande

Pour une section rectangulaire a et si « L_T » est inférieur à la hauteur d'étage, on pourra prendre :

$$d_4 = d_5 = \frac{L_T}{2}; \quad \sigma_4 = 0.25\sigma_g; \quad \sigma_5 = 0.75\sigma_g; \quad A_s^4 = \frac{\sigma_g \cdot a \cdot L_T \cdot \gamma_s}{8 \cdot f_e}; \quad A_s^5 = 3 \cdot A_s^4 \quad (\text{I.47})$$

a. Détermination des Armatures de couture:

D'après le RPA99/v2003 [12], le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vi} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad (\text{I.48})$$

Avec:

$$\bar{V} = 1.4 \times V_{etabs} \quad (\text{I.49})$$

V_{etabs} : est l'effort tranchant obtenu par le calcul numérique, et pour la combinaison sismique la plus défavorable.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

b. Détermination des armatures horizontales:

$$A_{sh} \geq \rho_h \cdot 100 \cdot a \quad (\text{I.50})$$

$$\rho_h \geq \max \left[\frac{2\rho_{vmax}}{3}; 0.15\% \right] \quad (\text{I.51})$$

ρ_{vmax} : Pourcentage des armatures verticales de la bande la plus armée

Ensuite, on vérifie que:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} \quad (\text{I.52})$$

b : épaisseur du voile.

d : hauteur utile = 0,9.h

h : hauteur totale de la section brute

c. Armatures verticales / Armatures horizontales:

Tableau I.2. Armatures verticales et horizontales du voile [12]

	Armatures verticales	Armatures longitudinales
Espacement maximal entre axe des armatures	$\leq \min (30cm ; 1.5a)$	$\leq \min (30cm ; 1.5a)$
Armatures minimales	$A_{sv} \geq 0.2\% . d . a$	$A_{sh} \geq \rho_h . 100 . a$
Pourcentage minimales	$\rho_v = \frac{A_{sv}}{a . d} \geq 0.2\%$	$\rho_h = \frac{A_{sh}}{100 . a}$ $\rho_h \geq \max \left[\frac{2 . \rho_{vmax}}{3} ; 0.15\% \right]$ $\rho_{v,max} : \% \text{ Verticale des armatures verticales de la bande la plus armée}$

I.2.4. Principes de dimensionnement des linteaux:

Les linteaux sont dimensionnés en flexion simple, en tenant compte des efforts de moment fléchissant (M) et d'effort tranchant (V) [12].

Ils doivent comporter :

- Des armatures longitudinales de flexion (A_l) ;
- Des armatures transversales ou étriers (A_t) ;
- Des armatures de peau disposées en partie courante (A_c) ;
- Et, si nécessaire, des armatures diagonales (A_D) pour renforcer la résistance aux efforts combinés.

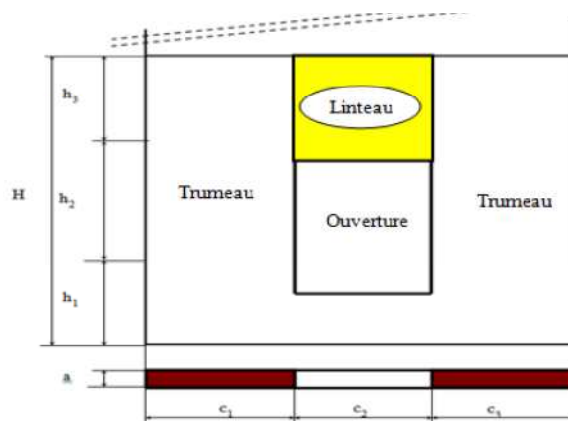


Figure I.12. Voile à ouverture et linteau [12].

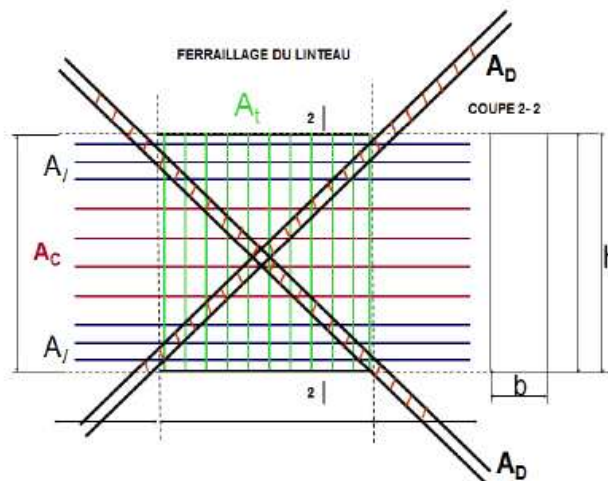


Figure I.13. Disposition des armatures nécessaire dans le linteau [12].

I.2.4.1. Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux:

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} \quad (I.53)$$

b : épaisseur du voile.

d : hauteur utile = 0,9.h

h : hauteur totale de la section brute.

I.2.4.2. Ferrailage des linteaux:

a. Aciers longitudinaux:

- Premier cas :

$$\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28} \quad (I.54)$$

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \cdot f_e} \quad (I.55)$$

Avec:

M : Moment dû à l'effort tranchant (V)

Z = h - 2d'

Où :

h : est la hauteur totale du linteau

d' : est la distance d'enrobage

- Deuxième cas :

$$\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28} \quad (I.56)$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires [12].

Ferraillement minimal:

a) Armatures longitudinales minimales :

$$(A_l, A'_l) \geq 0.0015.b.h \quad (I.57)$$

b) Armatures en section courante (armatures de peau):

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

$$A_c \geq 0.002.b.h \quad (I.58)$$

b. Aciers transversaux:

- Premier cas :

$$\tau_b \leq 0.06.f_{c28} \quad (I.59)$$

- pour $\tau_b \leq 0.025.f_{c28}$: $A_t \geq 0.0015.b.s.$ (0.15%)

- pour $\tau_b > 0.025.f_{c28}$: $A_t > 0.0025.b.s.$ (0.25%)

• Premier sous- cas : linteaux longs :

$$\lambda_g = \frac{l}{h} > 1 \quad (I.60)$$

L'espacement des cours d'armatures transversales s doit être :

$$s \leq \frac{A_t.f_e.z}{\bar{V}} \quad (I.61)$$

Où:

A_t : section d'un cours d'armatures transversales ;

z : $h - 2d'$;

\bar{V} : Effort tranchant dans la section considérée (\bar{V}) ;

l : portée du linteau.

Deuxième sous cas : linteaux courts:

$$\lambda_g \leq 1 \quad (I.62)$$

L'espacement des cours d'armatures transversales s doit avoir :

$$s \leq \frac{A_t.f_e.l}{V + A_t.f_e} \quad (I.63)$$

Avec:

$$V = \min(V_1, V_2) \quad (I.64)$$

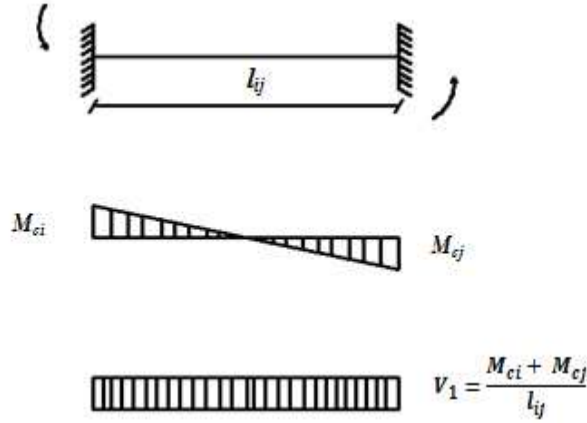
$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul} \quad (I.65)$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} \quad (I.66)$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z \quad (I.67)$$

avec: $z = h - 2 \cdot d'$



c. Armatures diagonales A_D :

Premier cas :

$$\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28} \quad (I.68)$$

Les armatures diagonales A_D ne sont pas nécessaires ($A_D = 0$).

Deuxième cas :

$$\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28} \quad (I.69)$$

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha} \quad (I.70)$$

Avec:

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} \quad (I.71)$$

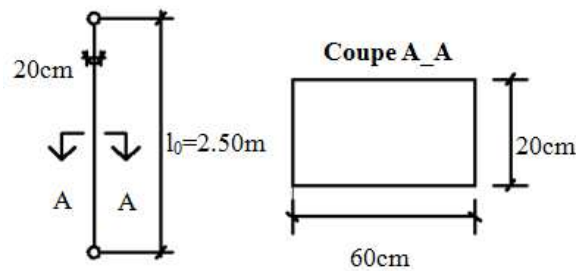
et $V = V_u$ calcul (sans majoration)

Les armatures diagonales minimales:

$$A_D \geq 0.0015 \cdot b \cdot h \quad \text{si} \quad \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28} \quad (I.72)$$

I.3. Exercices avec solutions:

Exercice N°01:



- Sollicitations: $N_u = 1200 \text{ kN}$ de durée ≥ 24 heures.
- Moins de la moitié des charges agit avant 90 jours.
- Matériaux:
 - Béton: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$,
 - Aciers: Fe E500 HA.
- Enrobage des armatures : 3cm.
- On se propose :
 1. De déterminer les armatures longitudinales,
 2. De déterminer les armatures transversales .

Solution:

1- Calcul des armatures longitudinales:

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_{fa} \sqrt{12}}{a} = \frac{2.5 \sqrt{12}}{20} = 43.30 < 50$$

Donc:

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0.2 \left(\frac{43.30}{35} \right)^2 = 1.31$$

$$N_b = \frac{B_r f_{bu}}{0.9} = \frac{(600 - 20) \cdot (200 - 20) \cdot 14.2}{0.9} = 1.65 \text{ MN}$$

$$N_s = \frac{K \cdot \beta \cdot N_u - N_b}{0.85} = \frac{1 \cdot 1.31 \cdot 1.2 - 1.65}{0.85} = -0.09 \text{ MN} < 0$$

⇒ Il suffit de prévoir la section minimale

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 / \text{m de périmètre} \\ 0.2 \cdot \frac{B}{100} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot (2 \cdot 0.6 + 2 \cdot 0.2) \\ 0.2 \cdot \frac{60 \cdot 20}{100} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 6.4 \text{ cm}^2 \\ 2.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A = A_{min} = 6.4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\phi 12 \text{ HA} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 5 \cdot \frac{B}{100} = 5 \cdot \frac{60 \cdot 20}{100} = 60 \text{ cm}^2 > A \rightarrow CV$$

2- Armatures transversales:

$$\frac{1}{3} \phi_l \leq \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{3} \cdot 12 \leq \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

$$4 \text{ mm} \leq \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

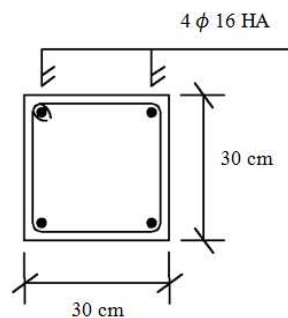
\Rightarrow 1 cadre $\phi 6 \text{ HA}$

Espacement:

$$s_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 15\phi_{lmin} \text{ pour } A \geq A_{min} \\ a + 10 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$s_t = 30 \text{ cm}$$

Exercice N°02:



- Matériaux:
 - Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$,
 - Aciers : Fe E 500 HA
- Longueur de flambement : $l_f = 2.80 \text{ m}$.
- Moins de la moitié des charges appliquées avant 90 jours.
- Charges de durée d'application supérieure à 24 heures.
- On demande :

1. De vérifier la section minimales d'armatures,
2. De calculer la force portante limite du poteau,
3. De déterminer les armatures transversales.

Solution:

1- Vérification de la section minimale:

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85.25}{1.15} = 14.2MPa$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435MPa$$

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4cm^2/m \text{ de périmètre} \\ 0.2 \cdot \frac{B}{100} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot (2b + 2a) \\ 0.2 \cdot \frac{a \cdot b}{100} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot (2 * 0.3 + 2 * 0.3) \\ 0.2 \cdot \frac{30^2}{100} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4.8cm^2 \\ 1.8cm^2 \end{array} \right.$$

$$A = 4 \cdot \pi \cdot \frac{1.6^2}{4} = 8.04cm^2$$

$$A > A_{min} \rightarrow CV$$

$$A_{max} = 5 \cdot \frac{B}{100} = 5 \cdot \frac{30^2}{100} = 45cm^2 > A \rightarrow CV$$

2- Calcul de la force portante limite du poteau:

$$N_b = \frac{\beta_r \cdot f_{bu}}{0.9} = \frac{(300 - 20)^2 \cdot 14.2}{0.9} = 1.237MN$$

$$N_s = \frac{K \cdot \beta \cdot N_u - N_b}{0.85} \Rightarrow A_s \cdot f_{ed} = \frac{k \cdot \beta \cdot N_u - N_b}{0.85}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_{fa}\sqrt{12}}{a} = \frac{2.8\sqrt{12}}{30} = 32.33 < 50$$

Donc:

$$\beta = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0.2\left(\frac{32.33}{35}\right)^2 = 1.171$$

$$N_u = \frac{N_b + 0.85 \cdot A_s \cdot f_{ed}}{K \cdot \beta} = \frac{1.237 + 0.85 \cdot 8.04 \cdot 435 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 1.171} = 1.310 MN$$

3- Détermination des armatures transversales:

$$\frac{1}{3} \phi_l \leq \phi_t \leq 12mm$$

$$\frac{1}{3} \cdot 16 \leq \phi_t \leq 12mm$$

$$5.33mm \leq \phi_t \leq 12mm$$

$\Rightarrow 1 \text{ cadre } \phi 6HA$

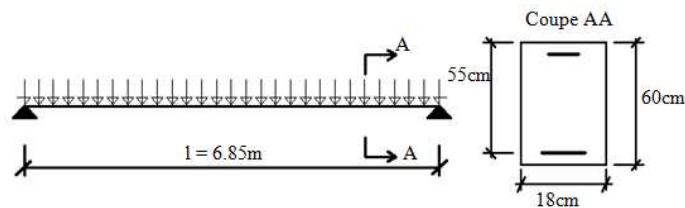
Espacement:

$$s_t \leq \min \begin{cases} 15\phi_{lmin} & \text{pour } A \geq A_{min} \\ a + 10cm \\ 40cm \end{cases}$$

$$s_t \leq \min \begin{cases} 15.16 = 24cm \\ 30 + 10 = 40cm \\ 40cm \end{cases}$$

$$s_t = 24cm$$

Exercice N°03 :



- Actions uniformément réparties de durée d'application supérieure à 24 heures:
 - Permanentes: $g_1 = 5.30 \text{ KN/m}$ (hors poids propre),
 - Variable: $q = 22 \text{ KN/m}$
- Fissuration peu préjudiciable
- Enrobage: $d' = 3cm$
- $\mu_l = 0.288$; $\alpha_l = 0.436$; $\sigma_{sc} = 288 MPa$
- Matériaux:
 - Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$,
 - Aciers : Fe E 500 HA
- On se propose :
 1. De déterminer le ferrailage de la section à l'ELU.

Solution:

1- Détermination du ferrailage de la section à l'ELU:

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$g = g_1 + \rho \cdot b_0 \cdot h = 5.3 + 25 \cdot 0.18 \cdot 0.6 = 8 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35g + 1.5Q = 1.35 \cdot 8 + 1.5 \cdot 22 = 43.8 \text{ KN.m}$$

$$M_u = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{43.8 \cdot 6.85^2}{8} = 256.9 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{\mu_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{256.9 \cdot 10^{-3}}{0.18 \cdot 0.55^2 \cdot 14.2} = 0.332 > \mu_l$$

⇒ Donc il faut des aciers comprimés

$$M_R = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0.288 \cdot 0.18 \cdot 0.55^2 \cdot 14.2 = 0.223 \text{ MN.m}$$

$$A'_{sc} = \frac{M_u - M_R}{(d - d') \cdot \sigma'_{sc}} = \frac{0.2569 - 0.223}{(0.55 - 0.03) \cdot 288} \cdot 10^4 = 2.26 \text{ cm}^2$$

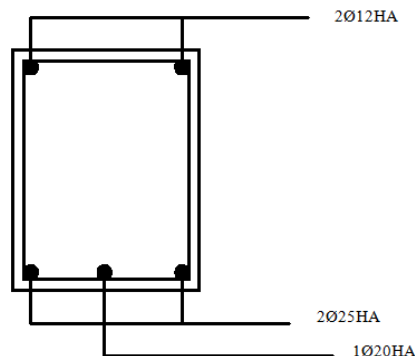
On prend $2\emptyset 12 \text{ HA} = 2.26 \text{ cm}^2$

$$M_r = M_u - M_R = 0.2569 - 0.223 = 0.0339 \text{ MN.m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_r}{(d - d')} + \frac{M_R}{d(1 - 0.4a_l)} \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{435} \cdot \left(\frac{0.0339}{(0.55 - 0.03)} + \frac{0.223}{0.55(1 - 0.4 \cdot 0.436)} \right) = 12.79 \text{ cm}^2$$

On prend $2\emptyset 25 \text{ HA} + 1\emptyset 20 \text{ HA} = 12.96 \text{ cm}^2$



Exercice N°04 :

Soit une section (25 × 50) sollicitée par un moment de flexion $M_u = 0,315 \text{ MN.m}$, avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et FeE400 et $d' = 5 \text{ cm}$.

- Fissuration préjudiciable
- $\mu_l = 0.392$; $\alpha_l = 0.668$
 1. Calculez la section du ferrailage à l'E.L.U ?
 2. Vérifiez l'état limite service de cette section si le moment de flexion à l'E.L.S $M_s = 0,2 \text{ MN.m}$.

Solution:

1- Calcul de la section du ferrailage à l'ELU:

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.315}{0.25 \cdot (0.45)^2 \cdot 14.2} = 0.438$$

$\mu_u = 0.438 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Donc la section est en double armatures

$$M_R = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0.392 \cdot 0.25 \cdot 0.45^2 \cdot 14.2 = 0.282 \text{ MN.m}$$

$$A'_{sc} = \frac{M_u - M_R}{(d - d') \cdot \sigma'_{sc}} = \frac{0.315 - 0.282}{(0.45 - 0.05) \cdot 348} \cdot 10^4 = 2.37 \text{ cm}^2$$

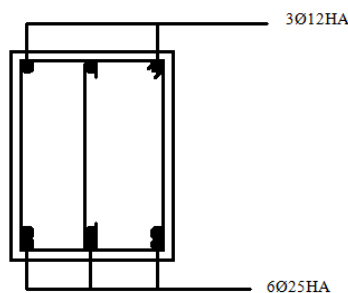
On prend $3\phi 12 \text{ HA} = 3.39 \text{ cm}^2$

$$M_r = M_u - M_R = 0.315 - 0.282 = 0.033 \text{ MN.m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_r}{(d - d')} + \frac{M_R}{d(1 - 0.4\alpha_l)} \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{348} \cdot \left(\frac{0.033}{(0.45 - 0.05)} + \frac{0.282}{0.45(1 - 0.4 \cdot 0.668)} \right) = 26.94 \text{ cm}^2$$

On prend $6\phi 25 \text{ HA} = 29.45 \text{ cm}^2$



2- Vérification à l'ELS:

$$b \cdot x \cdot \frac{x}{2} + n \cdot A_{sc} \cdot (x - d') - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) = 0$$

$$12.5 \cdot x^2 + 15.3.39 \cdot (x - 5) - 15.29.45 \cdot (45 - x) = 0$$

$$12.5 \cdot x^2 + 492.6 \cdot x - 20133 = 0 \rightarrow x = 25cm$$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{sc} \cdot (x - d')^2 + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2$$

$$I = \frac{25 \cdot 25^3}{3} + 15.3.39 \cdot (25 - 5)^2 + 15.29.45 \cdot (45 - 25)^2$$

$$I = 0.0033m^4$$

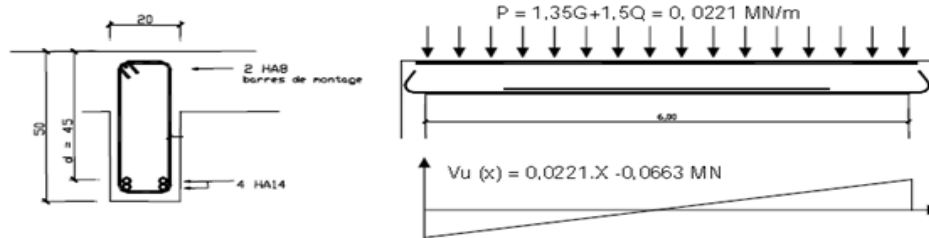
$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0.2 \cdot 0.25}{0.0033} = 15.15MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15MPa$$

$\sigma_{bc} > \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ Donc l'ELS n'est pas vérifié

Exercice N°05 :

Déterminer le ferrailage transversal de la poutre suivante:



- Matériaux : $f_c = 500MPa$; $f_{c28} = 25 MPa$;
- Fissuration peu préjudiciable;
- On considère une reprise de bétonnage entre retombée de poutre et dalle.

Solution:

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \rightarrow \text{On prend un cadre 6HA}$$

Cadre 02 brins:

$$A_t = 2HA6 = 0.57cm^2$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_{max} = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{0.0663}{0.2 \cdot 0.45} = 0.736MPa$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_{max} < \tau_u \rightarrow CV$$

$$s_{tmax} = \min(0.9d; 0.4m; \frac{A_t \cdot f_e}{(0.4 \cdot b)})$$

$$s_{tmax} = \min(0.9 \cdot 45; 0.4m; \frac{0.57 \cdot 10^{-4} \cdot 500}{(0.4 \cdot 0.2)})$$

$$s_{tmax} = \min(0.405; 0.4; 0.35)$$

$$s_{tmax} = 35 \text{ cm}$$

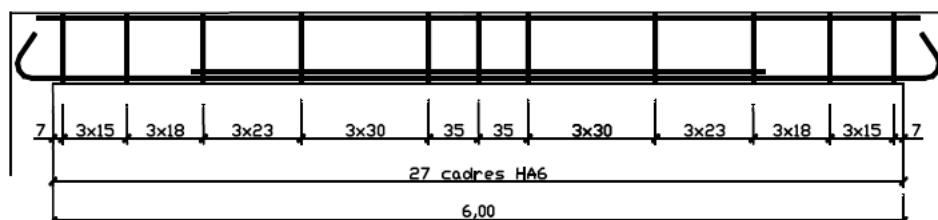
$$s_t < \frac{0.8 \cdot f_e \cdot A_t \cdot (\cos\theta + \sin\theta)}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot K \cdot f_{tj})}$$

$$s_t < \frac{0.01}{V_u}$$

X [m]	V _u [MN]	S _t ≤ 0,0100/V _u	S _t retenu [m]	nombre
0	0,0663	0,151	0,15	3
0,15/2+3x0,15 = 0,52	0,0548	0,183	0,18	3
0,52+3x0,18 = 1,06	0,0429	0,234	0,23	3
1,06+3x0,23 = 1,75	0,0276	0,36 > s _t max	0,35	/

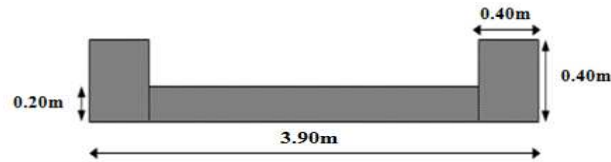
Le premier cadre est placé à s_{t0}/2.

Les calculs conduisent à la répartition théorique suivante des cours successifs d'armatures transversales:



Exercice N°06 :

On considère un voile en béton armé représenté sur la figure ci-dessous d'une épaisseur de 20cm et d'une hauteur de 3.06m.



Les efforts appliqués sur le voile sont les suivants:

$$G + Q + E \rightarrow \begin{cases} M_u = 6135,44 \text{ KN.m} \\ N_u = 1543 \text{ KN} \end{cases}$$

$$0.8G \pm E \rightarrow \begin{cases} M_u = 5870,65 \text{ KN.m} \\ N_u = 1244,35 \text{ KN} \\ V_u = 534,87 \text{ KN} \end{cases}$$

Le béton et l'acier utilisés pour la construction du voile possèdent les caractéristiques suivantes:

- Béton : $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,15$ (situation accidentelle);
- Acier: FeE400; $\gamma_s = 1$ (situation accidentelle).

4. Vérifier la résistance et déterminer les armatures principales du voile.

Solution:

- Caractéristiques géométriques du voile:

$$A = 9400 \text{ cm}^2$$

$$v = v' = 195 \text{ cm}^2$$

$$I = 1.48 * 10^8 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la résistance du voile (G+Q+E):

- Contrainte de calcul:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot v}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1543}{9400} - \frac{6135,44 \cdot 10^2 \cdot 195}{1.48 * 10^8}$$

$$\sigma_1 = -0.644 \text{ KN/cm}^2 = -6.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot v'}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{1543}{9400} + \frac{6135,44 \cdot 10^2 \cdot 195}{1.48 * 10^8}$$

$$\sigma_2 = 0.973 \text{ KN/cm}^2 = 9.73 \text{ MPa}$$

- Calcul de $N_{u,lim}$ et $\sigma_{u, lim}$:

$$l_f = 0.8.l_0 = 2.45m$$

$$l_f = 0.8 * 3.06 = 2.45m$$

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

$$\lambda = \frac{2.45 \cdot \sqrt{12}}{0.2}$$

$$\lambda = 42.43 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{42.43}{30} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.46$$

$$A_{min} = 0.2\% \text{ a. } l$$

$$A_{min} = 0.0016m^2$$

$$\beta_r = l(a - 0.02)$$

$$\beta_r = 3.9(0.2 - 0.02)$$

$$\beta_r = 0.70m^2$$

$N_{u,lim}$ et $\sigma_{u, lim}$:

▪ Cas d'un murs armé:

$$N_{u,lim} = a \left[\frac{\beta_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_{u,lim} = 0.46 \left[\frac{0.7.22}{0.9.1.15} + 0.0016 \frac{400}{1} \right]$$

$$N_{u,lim} = 7.14MN$$

$$\sigma_{u,lim} = \sigma_{ba} = \frac{N_{u,lim}}{a \cdot l}$$

$$\sigma_{u,lim} = \frac{7.14}{0.2 * 3.9}$$

$$\sigma_{u,lim} = 9.15MPa$$

▪ Cas d'un non murs armé:

$$N_{u,lim} = a \left[\frac{\beta_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right]$$

$$N_{u,lim} = 0.46 \left[\frac{0.7.22}{0.9.1.15} \right]$$

$$N_{u,lim} = 6.84 MN$$

$$\sigma_{u,lim} = \sigma_{bna} = \frac{N_{u,lim}}{a \cdot l}$$

$$\sigma_{u,lim} = \frac{6.84}{0.2 * 3.9}$$

$$\sigma_{u,lim} = 8.77 MPa$$

- Ferrailage sous combinaison (0.8G±E):

- Calcul des contraintes:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot v}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1244,35}{9400} - \frac{5870,65 \cdot 10^2 \cdot 195}{1.48 * 10^8}$$

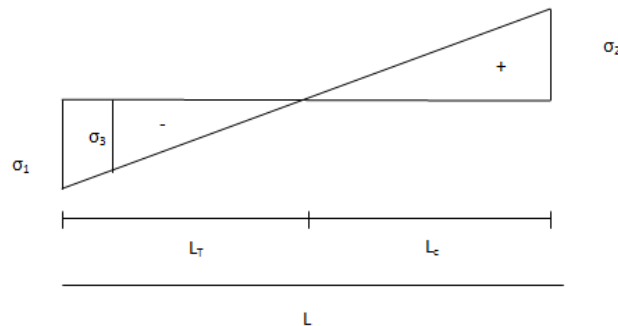
$$\sigma_1 = -0.641 KN/cm^2 = -6.41 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot v'}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{1244,35}{9400} + \frac{5870,65 \cdot 10^2 \cdot 195}{1.48 * 10^8}$$

$$\sigma_2 = 0.905 KN/cm^2 = 9.05 MPa$$

$\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$ donc la section est partiellement tendue.



- Largeur de la zone tendue:

$$L_T = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} * L$$

$$L_T = \frac{6.41}{6.41 + 9.05} * 3.9$$

$$L_T = 161.70 cm$$

$$L_c = L - L_T$$

$$L_c = 390 - 161.70$$

$$L_c = 228.3 cm$$

- Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\frac{\sigma_1}{L_T} = \frac{\sigma_3}{(L_T - b)} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{\sigma_1(L_T - b)}{L_T}$$

$$\Rightarrow \sigma_3 = \frac{6.41(161.70 - 40)}{161.70}$$

$$\Rightarrow \sigma_3 = 4.82 MPa$$

- Détermination des armatures verticales:

- Partie poteau:

$$F_1 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3) \cdot b \cdot h}{2}$$

$$F_1 = \frac{(6.41 + 4.82) \cdot 40 \cdot 40 \cdot 10^{-1}}{2}$$

$$F_1 = 898.4 KN$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s}$$

$$A_{v1} = \frac{898.4 \cdot 10}{400}$$

$$A_{v1} = 22.46 cm^2$$

- Partie voile:

$$F_2 = \frac{\sigma_3}{2} \cdot (L_T - b) \cdot a$$

$$F_2 = \frac{4.82}{2} \cdot (161.70 - 40) \cdot 20 \cdot 10^{-1}$$

$$F_2 = 586.59 KN$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s}$$

$$A_{v2} = \frac{586.59 \cdot 10}{400}$$

$$A_{v2} = 14.66 cm^2$$

Les armatures de coutures:

$$A_{vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \cdot \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1.1 \cdot 1.4 \cdot \frac{534.87 \cdot 10}{400} \cdot \frac{161.70}{390}$$

$$A_{vj} = 8.54 cm^2$$

$$A_{vj1} = 8.54 \cdot \frac{40}{161.7}$$

$$A_{vj1} = 2.11 cm^2$$

$$A_{vj2} = 8.54 * \frac{121.7}{161.7}$$

$$A_{vj2} = 6.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{poteau} = A_{v1} + A_{vj1} = 22.46 + 2.11 = 24.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{voile} = A_{v2} + A_{vj2} = 14.66 + 6.43 = 21.09 \text{ cm}^2$$

- Vérification vis-à-vis RPA99/V2003 [12]:

$$A_{min} = 0.2\% . b . h = 0.002 . ((L_T - b) * a + b * h)$$

$$A_{min} = 0.002 . ((161.7 - 40) * 20 + 40 * 40)$$

$$A_{min} = 8.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{poteau} \text{ et } A_{voile} > A_{min}$$

On prend:

$$A_{poteau} = 4T20 + 4T20 \quad A_{adop} = 25.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{voile} = 2 * (10T12) \quad A_{adop} = 22.62 \text{ cm}^2$$

Espacement:

$$S \leq \min(1.5 . a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow s \leq (1.5 * 20; 30 \text{ cm})$$

$$s \leq (30; 30 \text{ cm})$$

$$s = 25 \text{ cm}$$

- Armatures courantes:

$$A_c \geq 0.2\% (L - 2 . L_T) * a$$

$$A_c \geq 0.002 (390 - 2 * 161.7) * 20$$

$$A_c \geq 2.66 \text{ cm}^2$$

On prend:

$$A_c = 2 * (2T10) \quad A_{adop} = 3.14 \text{ cm}^2$$

- Armatures horizontales:

$$\rho_h \geq \max \left[\frac{2\rho_{vmx}}{3}; 0.15\% \right]$$

$$\rho_h \geq \max \left[\frac{2 * 22.30}{3 * (121.7 * 20)}; 0.15\% \right]$$

$$\rho_h \geq \max[0.0061; 0.0015]$$

$$\rho_h = 0.0061$$

$$A_h = \rho_h . 100 . a$$

$$A_h = 0.0061 . 100 . 20$$

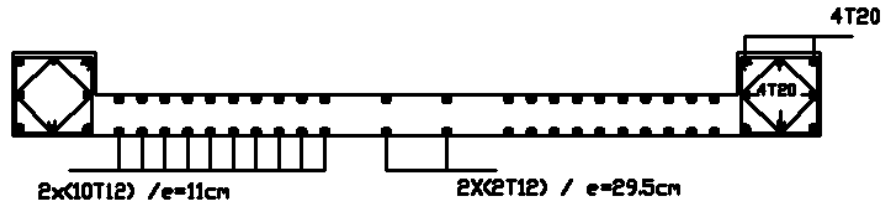
$$A_h = 12.2 \text{ cm}^2 \text{ (2 nappes)}$$

$$A_h = 6.1 \text{ cm}^2 \text{ (1 nappes)}$$

On prend:

Ah= 8T10

$$A_{adop}=6.28\text{cm}^2$$



Exercice N°07 :

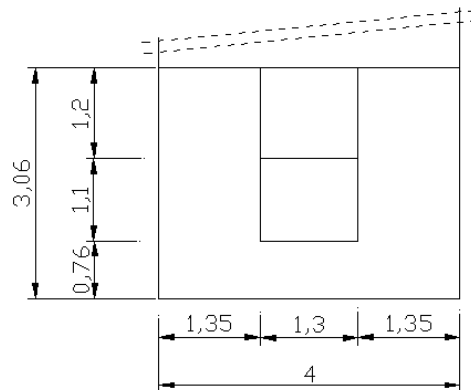
Déterminer le ferrailage nécessaire pour le linteau d'un mur de contreventement avec ouverture, ayant une épaisseur de 0.15 m et en béton armé. Ce linteau est soumis aux efforts suivants :

$$\begin{cases} M_u = 4125\text{KN.m} \\ N_u = 822,64\text{KN} \\ V_u = 405\text{KN} \end{cases}$$

Le béton et l'acier utilisés pour la construction du voile possèdent les caractéristiques suivantes:

- Béton $f_{c28}=220\text{bars}$, $\gamma_b=1,15$ (situation accidentelle); $d'=3\text{cm}$.
- Acier FeE400HA, $\gamma_s=1$ (situation accidentelle).

Les différentes dimensions du voile sont mentionnées dans la figure suivante:



Solution:

- Ferrailage du linteau:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \cdot V}{b \cdot 0.9h}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 * 405 * 10^{-3}}{0.15 * 0.9 * 1.2}$$

$$\tau_b = 3.5MPa$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 * f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 * 22$$

$$\bar{\tau}_b = 4.4MPa$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow C.V$$

$$\tau_b = 3.5MPa > 0.06 * f_{c28} = 0.06 * 22 = 1.32MPa$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinale (sup et inf), transversale et en zone courante suivant le minimum règlementaire.

- Armatures longitudinales:

$$A_l = A'_l = 0.0015 * b * h$$

$$A_l = A'_l = 0.0015 * 15 * 120$$

$$A_l = A'_l = 2.7cm^2$$

$$\text{On prend: } 4T10 \quad A_l = A'_l = 3.14cm^2$$

- Armatures courantes (armatures de peau):

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

$$A_c \geq 0.002 * 15 * 120$$

$$A_c \geq 3.6cm^2$$

On prend:

$$A_c = 2 * (3T10) \quad A_c = 4.71cm^2$$

- Armatures transversales:

$$\tau_b = 3.5MPa > 0.025 * f_{c28} = 0.025 * 22 = 0.55MPa$$

$$A_t \geq 0.25\% * b * s$$

On choisit: T8

$$A_t = 2 * \pi * \frac{d^2}{4} = 2 * 3.14 * \frac{0.8^2}{4} = 1cm^2$$

$$s \leq \frac{A_t}{0.25\% * b}$$

$$s \leq \frac{1}{0.25\% * 15}$$

$$s \leq 26.27cm$$

$$s_{max} = \min (1.5a; 30cm; \frac{h}{4})$$

$$s_{max} = \min (22.5; 30cm; 30cm)$$

$$s_{max} = 22.5cm$$

- Armatures diagonales:

$$\tau_b > 0.6 * f_{c28} \Rightarrow \text{donc } A_D \neq 0$$

$$A_D = \frac{V}{2 * f_e * \sin a}$$

$$tga = \frac{h - 2d'}{l}$$

$$tga = \frac{120 - 2 * 3}{130}$$

$$tga = 0.88 \Rightarrow a = 41.35^\circ$$

$$A_D = \frac{0.405}{2 * 400 * \sin(41.35)}$$

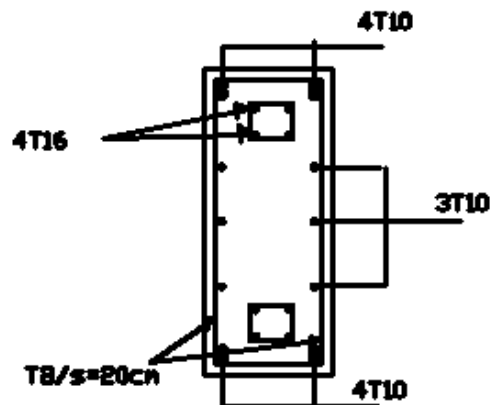
$$A_D = 7.66cm^2$$

$$A_{Dmin} = 0.15\% * b * h = 0.0015 * 15 * 120$$

$$A_{Dmin} = 2.7cm^2$$

On prend:

$$A_D = 4T16 = 8.04cm^2$$



Chapitre II:

Calcul des fondations superficielles en BA

II.1. Introduction:

Une fondation superficielle est une fondation qui transmet les charges d'un ouvrage au sol à faible profondeur. Elle repose sur une couche de sol capable de supporter les charges sans provoquer de tassements excessifs. Elle est utilisée lorsque le sol présente une bonne capacité portante près de la surface, permettant ainsi de répartir les charges de la structure sur une large surface [1, 6].

II.2. Stabilité des fondations:

Les fondations doivent assurer une stabilité suffisante de l'ouvrage. Si des tassements uniformes peuvent être tolérés dans certaines limites, les tassements différentiels, en revanche, sont généralement incompatibles avec la bonne tenue et la durabilité de la structure.

II.3. Différents types de fondations:

La profondeur des fondations superficielles n'excède généralement pas 2 à 3 mètres. On distingue principalement trois types [7, 13]:

- Les semelles isolées, disposées sous les poteaux ;
- Les semelles continues (ou filantes), placées sous les murs porteurs ;
- Les radiers, qui constituent une dalle couvrant l'ensemble de la surface de l'ouvrage.

II.4. Pourquoi armer les semelles de fondations:

La semelle est un élément de fondation qui, sous l'effet des charges verticales transmises par les poteaux ou les voiles, et de la réaction de portance du sol, est principalement sollicitée en flexion.

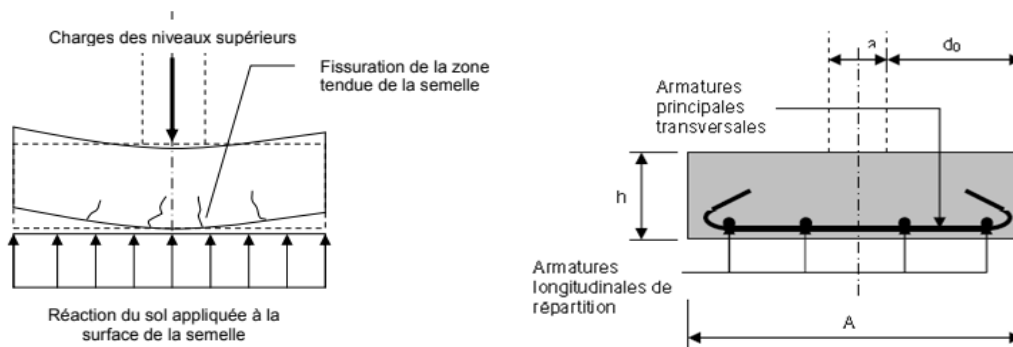


Figure II.1. Pourquoi armer les semelles

La hauteur h doit être suffisante pour apporter la rigidité nécessaire à la semelle.

II.5. La limite entre superficielles et profondes:

Fondations superficielles: $H/B < 6$ ou $H < 3$ (II.1)

Fondations profondes: $H/B > 6$ ou $H > 3$ (II.2)

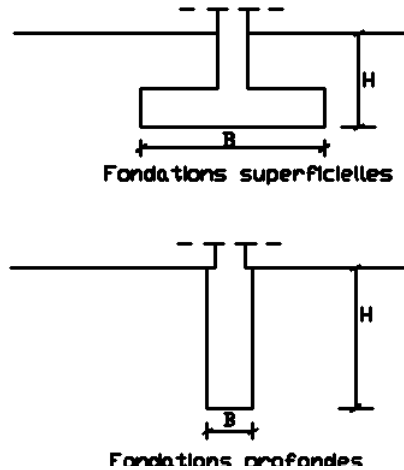


Figure II.2. Semelle superficielle et semelle profonde [1]

II.6. Rappel sur la méthode des bielles comprimées:

La méthode de calcul la plus simple et la plus couramment employée est la méthode des bielles [13].

Hypothèses :

Cette méthode repose sur l'hypothèse que la semelle est suffisamment massive et que la répartition des contraintes sous sa base est uniforme. Une semelle est considérée comme massive lorsque sa hauteur totale vérifie la condition suivante :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5cm \quad (II.3)$$

C'est-à-dire aussi:

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

La théorie des bielles comprimées considère que les efforts sont transmis au sol par l'intermédiaire de bielles de béton travaillant en compression. Les charges provenant du poteau ou du mur sont ainsi transférées, via la semelle rigide, par une série de bielles inclinées. Les armatures inférieures assurent la reprise des efforts de traction générés par l'écartement de ces bielles, garantissant ainsi la stabilité de l'ensemble [1, 6].

II.6.1. Détermination des armatures:

On admet que l'ensemble des bielles comprimées en béton converge en un point unique O , défini par :

$$\frac{B}{h_0} = \frac{B-b}{d} \quad (II.5)$$

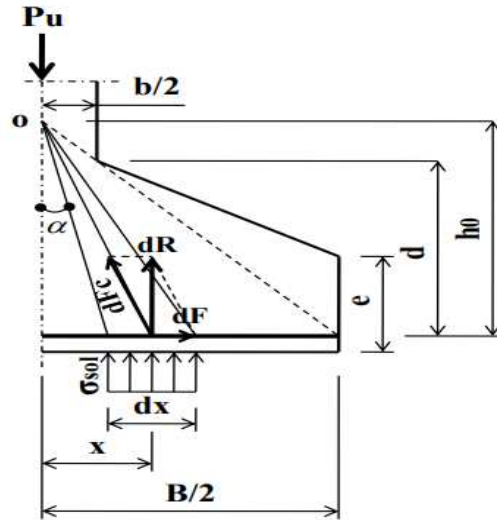


Figure II.3. Bielles comprimées dans une semelle [1, 12]

La contrainte exercée au sol sur une tranche élémentaire de dimensions ($d_x \times 1$ m) s'exprime par :

$$\sigma_{sol} = \frac{P_u}{B \times 1m} \quad (\text{II.6})$$

La réaction du sol sur une tranche élémentaire de dimensions ($d_x \times 1$ m) est donnée par :

$$dR = \sigma_{sol} \times (d_x \times 1) = \frac{P_u}{B} d_x \quad (\text{II.7})$$

La force élémentaire dR se décompose en une composante de compression dF_c dans la bielle, et en une composante de traction dans l'armature dF :

$$dF = dR \frac{x}{h_c} = \frac{P_u}{B \cdot h_c} x d_x \quad (\text{II.8})$$

L'effort de traction au niveau du centre des armatures (en $x=0$) s'exprime ainsi :

$$F = \int_0^{B/2} dF = \int_0^{B/2} \frac{P_u}{B \cdot h_0} x d_x = \frac{P_u \cdot B}{8 \cdot h_c} = \frac{P_u(B-b)}{8 \cdot d} \quad (\text{II.9})$$

Étant donné que la contrainte de traction dans les armatures est égale à :

$$\sigma_s = \frac{F}{A_s} \quad (\text{II.10})$$

La section d'armature requise pour la semelle isolée selon les directions A et B est donnée par:

$$A_{s//A} = \frac{P_u(A-a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} \quad (\text{II.11})$$

$$A_{s//A} = \frac{P_u(B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} \quad (\text{II.12})$$

Avec:

$$d = 0.9h \quad (\text{II.13})$$

Il convient ensuite de calculer la longueur de scellement pour déterminer la longueur des barres ainsi que leur ancrage:

$$l_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}} \quad (\text{II.14})$$

Avec:

$$\psi_s = 1.5 \text{ (HA); } 1 \text{ (rond lisse);} \quad (\text{II.15})$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{II.16})$$

- Si $l_s > B/4$: 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 $0,86B$.

II.7. Semelles filantes:

Dans le cas des semelles filantes, la flexion ne se produit que dans un seul sens. La semelle est donc armée principalement par des armatures transversales, perpendiculaires à sa longueur, d'une section (A) [cm²]. Ces armatures principales sont maintenues en place par des armatures longitudinales de répartition, de section (Ar) [cm²] [6, 7].

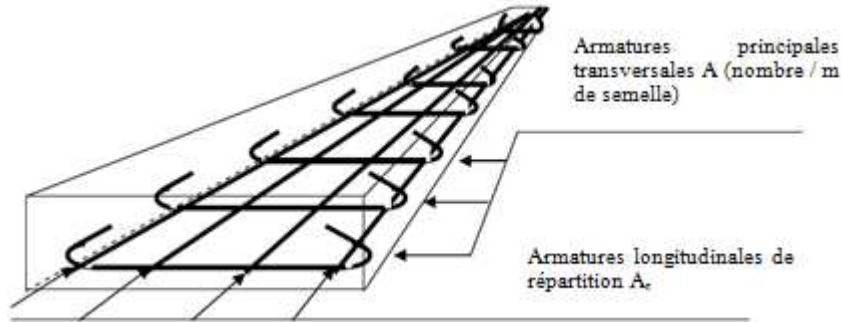


Figure II.4. Semelle filante [6].

La section d'armature A est obtenue par la formule suivante:

$$A_s = \frac{P_u(B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} \quad (\text{II.17})$$

La section d'armatures de répartition est obtenue comme suivant:

$$A_r = \frac{A}{4} \quad (\text{II.18})$$

II.7.1. Espacement des armatures:

Peu importe le type de semelle, qu'elle soit filante ou isolée, l'espacement maximal entre les armatures doit être de 300 mm, ce qui correspond à environ trois armatures par mètre, afin de garantir une bonne liaison et répartition des efforts entre le béton et l'acier [1].

II.8. Semelles isolé sous poteau soumises à un effort normal et un moment de flexion:

II.8.1. Diagrammes des contraintes:

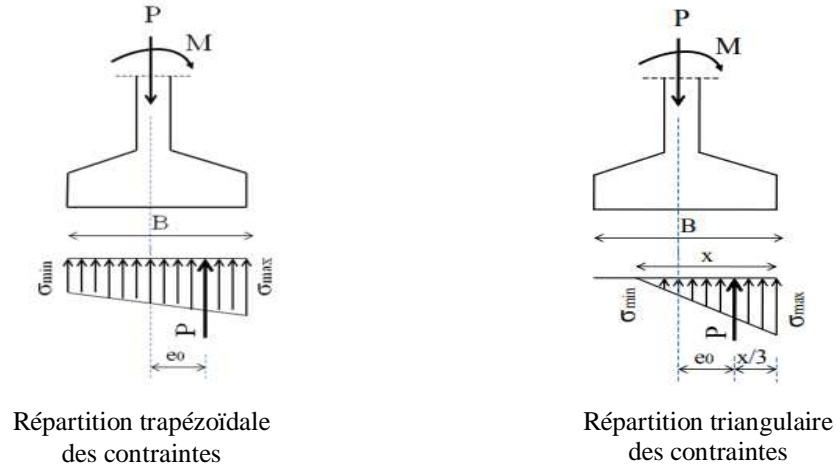


Figure II.5. Répartition des contraintes [1, 4]

Si $e_0 \leq B/6$: dans ce cas le diagramme de répartition des contraintes adopte une forme trapézoïdale:

$$\sigma_{min} = \left(1 - 6 \frac{e_0}{B}\right) \frac{P}{AB} \quad \text{et} \quad \sigma_{max} = \left(1 + 6 \frac{e_0}{B}\right) \frac{P}{AB} \quad (\text{II.19})$$

Si $e_0 > B/6$: dans ce cas le diagramme de répartition des contraintes adopte une forme triangulaire:

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{3A\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \quad (\text{II.20})$$

Avec:

$\sigma_{max} \leq 1.33\bar{\sigma}$ dans le cas général;

$\sigma_{max} \leq \bar{\sigma}$ si le moment M est du à un vent dominant agissant la majorité du temps.

II.8.1.1. La résultante est dans le noyau central ($e_0 \leq B/6$):

a. Si $e_0 \leq \frac{B}{24}$:

Dans ce cas, lorsque la différence entre les contraintes extrêmes ne dépasse pas la moitié de la contrainte moyenne, la méthode des bielles peut être appliquée en supposant que la semelle est soumise à une contrainte uniforme égale $\sigma_{3/4}$ [1, 13].

On remplace la charge réelle P par une charge fictive :

$$P' = \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) P \quad (\text{II.21})$$

b. Si $e_0 > \frac{B}{24}$:

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

$$A_s = \frac{M_1}{d.\sigma_s} \quad (\text{II.22})$$

En direction A, le calcul des armatures s'effectue selon la méthode des bielles, en prenant en compte l'effort fictif correspondant.

$$P' = \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) P \quad (\text{II.23})$$

$$A_s = \frac{P_u \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) (B-b)}{8.d.\sigma_s} \quad (\text{II.24})$$

Sous charge ultime, le moment M_1 vaut :

$$M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)^2 \left(1 + 4 \frac{e_0}{B} + 1.4 \frac{e_0 b}{B^2}\right) \frac{P_u}{2B} \quad (\text{II.25})$$

II.8.1.2. La résultante hors du noyau central ($e_0 > B/6$):

On procède comme précédemment en b mais le moment M_1 vaut :

$$M_1 = (4B + 0.35b - 9e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - e_0}\right)^2 \frac{P_u}{27} \quad (\text{II.26})$$

II.9. Semelle continue sous mur soumises à un effort normal et un moment de flexion:

II.9.1. Largeur de la semelle:

- Si $e_0 \leq \frac{B}{6}$ alors $B \geq \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) \frac{P}{\bar{\sigma}}$ (II.27)

- Si $e_0 > \frac{B}{6}$ alors $\frac{2P}{3(\frac{B}{2} - e_0)} \leq \begin{cases} 1.33\bar{\sigma} & \text{si cas général} \\ \bar{\sigma} & \text{si cas vent} \end{cases}$ (II.28)

II.9.2. Armatures:

Si $e_0 \leq \frac{B}{24}$: les armatures perpendiculaires au mur, par unité de longueur de semelle sont :

$$A_s = \frac{P_u \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) (B-b)}{8.d.\sigma_s} \quad (\text{II.29})$$

Les armatures de répartition réparties sur la largeur B , sont :

$$A_r = A_s \frac{B(\text{en mètre})}{4} \quad (\text{II.30})$$

Si $e_0 > \frac{B}{24}$: les armatures A_s valent :

$$A_s = \frac{M_1}{d.\sigma_s} \quad (\text{II.31})$$

II.10. Les radier général:

Le radier général est une fondation superficielle constituée d'une dalle en béton armé qui s'étend sur toute la surface d'un bâtiment ou d'une construction. Sa fonction principale est de répartir uniformément les charges de la structure sur une large surface du sol. Ce type de fondation est particulièrement adapté lorsque le sol présente une faible capacité portante ou lorsque les charges à supporter sont importantes et qu'il est essentiel de limiter les tassements

différentiels. Le radier général offre plusieurs avantages, notamment la réduction des tassements inégaux, la possibilité de travailler sur des sols de qualité moyenne à faible, ainsi qu'une meilleure répartition des efforts transmis au sol. Structurellement, il s'agit d'une dalle épaisse, renforcée par des armatures réparties de façon homogène, reposant directement sur le terrain naturel [1, 13].

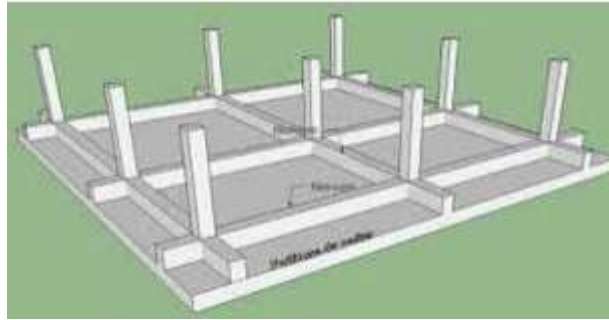


Figure II.6. Radier général

II.10.1. Critère de choix:

L'utilisation d'un radier s'avère judicieuse lorsque la surface totale des semelles isolées ou filantes devient significative, soit lorsqu'elle équivaut à au moins la moitié de l'emprise au sol du bâtiment. Ce choix devient particulièrement pertinent dans les cas suivants [7]:

- Le terrain présente une faible portance, tout en restant relativement homogène ;
- Les charges transmises par la structure sont importantes, comme pour les bâtiments de grande hauteur ;
- La trame des poteaux est dense, avec des appuis rapprochés ;
- La profondeur nécessaire pour atteindre une couche de sol suffisamment résistante devient trop importante ;
- La mise en œuvre de fondations profondes (comme les pieux) est difficile, coûteuse ou source de nuisances vibratoires ;
- Le bâtiment subit des charges excentrées en périphérie, rendant un radier plus adapté.

II.10.2. Différents types de radiers:

Il existe quatre types de radiers

a) Le radier dalle:

Ce type de fondation convient particulièrement aux ouvrages soumis à des charges modérées et présentant une faible emprise au sol, reste peu utilisé en pratique. Il se caractérise par une mise en œuvre simple, rapide et économique. Les murs ou les poteaux peuvent s'appuyer directement sur la dalle, avec la possibilité de renforcer localement le béton au droit des appuis afin d'assurer une meilleure résistance et une répartition adéquate des efforts.

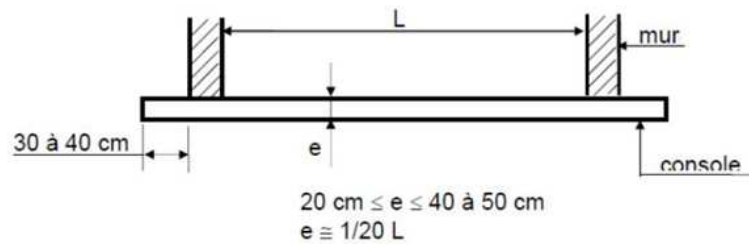


Figure II.7. Radier dalle [14]

b) Le radier nervuré:

Ce type de fondation est largement employé lorsque les charges à supporter sont importantes. Pour éviter que l'épaisseur du radier ne devienne trop imposante, des travées de poutres, également appelées nervures, sont intégrées afin de renforcer la rigidité de la dalle. Ces nervures peuvent être orientées dans une direction unique ou croisée, en fonction de la portée et de l'agencement des murs ou des poteaux. Cette configuration crée des espaces alvéolaires qui doivent être remblayés si le sous-sol est destiné à être utilisé ou si une seconde dalle doit être construite en hauteur. Les murs et poteaux s'appuient alors directement sur ces poutres.

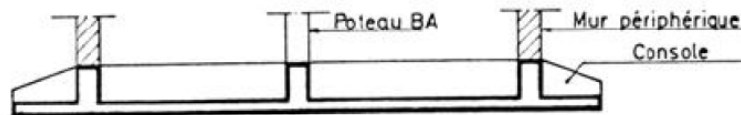


Figure II.8. Radier nervuré [14]

c) Le radier champignon sous poteau:

Pour une construction à ossature, le radier peut être conçu selon le principe des planchers champignons. Cette approche, très peu utilisée, élimine la nécessité de nervures, offrant ainsi une surface plane et dégagée, idéale pour supporter de grandes portées [7].

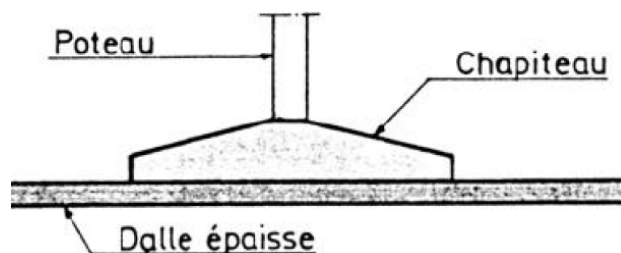


Figure II.9. radier champignon [14]

d) Le radier voûte:

Les radiers voûtés, rarement utilisés, offrent la possibilité d'augmenter les portées, c'est-à-dire la distance entre les éléments porteurs, tout en limitant l'augmentation de l'épaisseur du radier. Bien que leur mise en œuvre soit relativement technique, ces radiers restent très fins, avec une épaisseur variant généralement entre 12 et 20 cm, en raison de leur fonctionnement

principalement basé sur la compression. Cette spécificité en fait une solution particulièrement économique en termes de consommation de béton et d'acier [7].

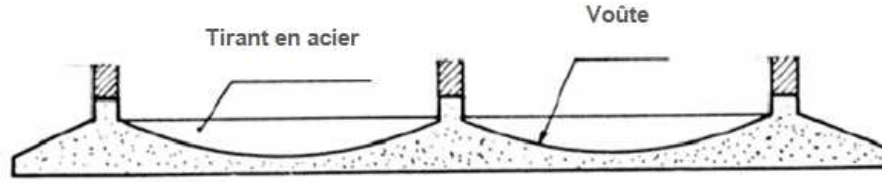


Figure II.10. Radier voute [14]

II.10.3. Epaisseur du radier nervuré:

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes [1, 13]:

Formule empirique :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_r égale à :

$$h_r \geq \frac{L_{max1}}{10} \quad (II.32)$$

Avec L_{max1} = entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

Condition forfaitaire:

$$\frac{L_{max1}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max1}}{5} \quad (II.33)$$

Condition de la longueur élastique:

$$L_e = [4EI/Kb]^{1/4} \geq 2L_{max1}/\pi \quad (II.34)$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

L_{max1} : entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures ;

E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée ;

b : Largeur de la nervure du radier ;

I : Inertie de la section du radier. ($I=bh_r^3/12$) ;

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ;

De la condition précédente, nous tirons h_r :

$$h_r \geq \sqrt{\left[\frac{2}{\pi} L_{max1}\right]^4 \times \frac{K}{E_{vj}}} \quad (II.35)$$

II.10.4. Epaisseur de la dalle du radier:

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max2}}{20} \quad (II.36)$$

$L_{\max 2}$: entre axes maximal des poteaux perpendiculairement aux nervures.

II.10.5. La surface minimale du radier :

D'après la condition de la résistance on a :

$$N_{ser} = G + Q \leq \bar{\sigma}_{sol} \times S_{radier} \quad (II.37)$$

Donc:

$$\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \leq S_{radier} \quad (II.38)$$

II.10.6. Calcul du débordement:

Largeur minimale de débord

$$S_{raider} = S_{batiment} + S_{débord} \quad (II.39)$$

II.10.7. Vérification de la contrainte de cisaillement:

On vérifie la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 \times f_{c28} \quad (II.40)$$

II.10.8. Calcul des armatures:

a) Ferrailage de la dalle:

Le radier fonctionne comme un plancher inversé. Les panneaux sont calculés comme des dalles simplement appuyées sur leurs quatre côtés. Le ferrailage est dimensionné selon le principe d'une poutre, en prenant en compte une largeur de dalle d'un mètre dans les deux directions.

b) Ferrailage des nervures :

Elles se présentent comme des poutres doublement encastrées.

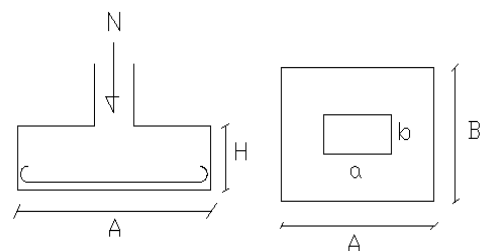
II.11. Exercices avec solutions:

Exercice N°01 :

Soit une semelle isolée chargée par un poteau $a \times b = 25 \times 35$ cm sur un terrain pouvant tenir $\sigma_{sol} = 2.5$ bars.

Données:

- La charge appliquée sur la semelle:
 - Permanentes: $G = 20$ t
 - Variable: $Q = 6$ t
- Matériaux:
 - Béton: $f_{c28} = 25$ MPa,
 - Aciers: Fe E500 HA.
- Fissuration préjudiciable.



- On se propose :
 - De dimensionner la semelle.
 - De calculer la section d'armature.

Solution:

- Dimensionnement de la semelle:

$$\sigma \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

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

$$A \cdot B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow \frac{a}{b} \cdot B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$N_s = G + Q = 0.2 + 0.06 = 0.26 MN$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \cdot \frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow A \geq 0.86m \text{ on prend } A = 0.9m$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq 1.21m \text{ on prend } B = 1.25m$$

$$d \geq \max \left[\frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4} \right]$$

$$d \geq \max \left[\frac{0.9 - 0.25}{4}; \frac{1.25 - 0.35}{4} \right]$$

$$d \geq \max[0.16; 0.23]$$

$$d \geq 0.23m \text{ on prend } d = 0.25m$$

Et

$$h = d + 0.05 = 0.3m$$

Vérification:

$$\sigma = \frac{N_s + P_{semelle}}{S_{semelle}} = \frac{0.25 + (0.25 * 0.9 * 0.3) * 0.025}{1.25 * 0.9}$$

$$\sigma = 0.24 MPa < 0.25 MPa \rightarrow CV$$

- Calcul du ferrailage de la semelle:

$$A_{s//A} = \frac{N \cdot (A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s//B} = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$$N_u = 1.35 \cdot 0.2 + 1.5 \cdot 0.06$$

$$N_u = 0.36 \text{ MN}$$

$$f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s/ELS} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

$$\sigma_{s/ELS} = \min (333.33 ; 201.6)$$

$$\sigma_{s/ELS} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s/ELU} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{s/ELU} = \frac{500}{1.15}$$

$$\sigma_{s/ELU} = 434.78 \text{ MPa}$$

- A l'ELU:

$$A_{s//A} = \frac{N_u \cdot (A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s//A} = \frac{0.36 \cdot (0.9 - 0.25)}{8 \cdot 0.25 \cdot 434.78}$$

$$A_{s//A} = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{s//B} = \frac{N_u \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s//B} = \frac{0.36 \cdot (1.25 - 0.35)}{8 \cdot 0.25 \cdot 434.78}$$

$$A_{s//B} = 3.73 \text{ cm}^2$$

- A l'ELS:

$$A_{s//A} = \frac{N_s \cdot (A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s//A} = \frac{0.26 \cdot (0.9 - 0.25)}{8 \cdot 0.25 \cdot 201.63}$$

$$A_{s//A} = 4.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{s//B} = \frac{N_s \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

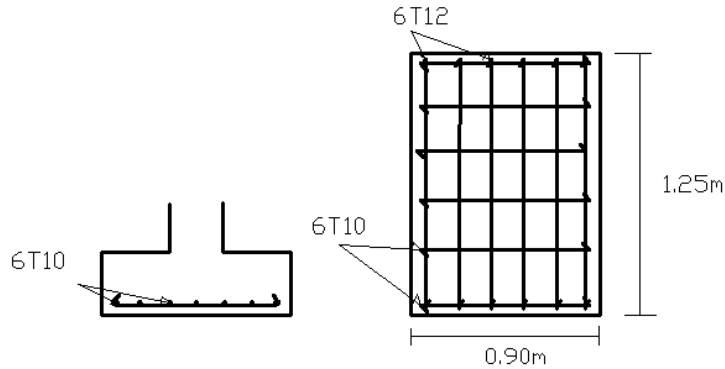
$$A_{s//B} = \frac{0.26 \cdot (1.25 - 0.35)}{8 \cdot 0.25 \cdot 201.63}$$

$$A_{s//B} = 5.8 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$A_{s//A} = 4.19 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } 6T10$$

$$A_{s//B} = 5.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } 6T12$$

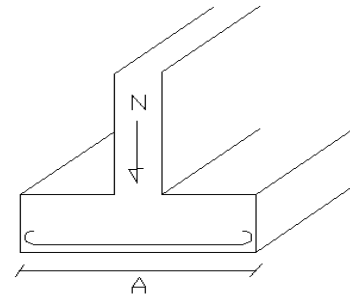


Exercice N°02 :

Soit une semelle filante sous mur de 0.18m d'épaisseur reposant sur un terrain pouvant tenir $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$.

Données:

- La charge appliquée sur la semelle filante:
 - Permanentes: $G = 24 \text{ t/m}$
 - Variable: $Q = 4.9 \text{ t/m}$
- Matériaux:
 - Béton: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$,
 - Aciers: Fe E500 HA.
- Fissuration très préjudiciable.
- On se propose :
 - De dimensionner la semelle.
 - De calculer la section d'armature.



Solution:

- Dimensionnement de la semelle filante:

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{G + Q}{\sigma_{sol}} = \frac{0.92}{0.25}$$

$$S \geq 1.17 \text{ m}^2$$

$$S = A \times 1 \text{ m} \Rightarrow A \geq 1.17 \text{ m} \rightarrow \text{On prend } A = 1.2 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{A - a}{4} = \frac{1.2 - 0.18}{4} = 0.26 \text{ m} \rightarrow \text{On prend } d = 0.3 \text{ m}$$

$$h = d + 0.05 = 0.35m$$

- Vérification:

$$\sigma = \frac{N_s + P_{semelle}}{S} = \frac{0.292 + [(1.2 * 1 * 0.35) * 0.025]}{1.2 * 1}$$

$$\sigma = 0.25MPa \leq \sigma_{sol} = 0.25MPa$$

- Calcul du ferrailage:

$$N_s = G + Q = 0.24 + 0.052 = 0.292MN$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 0.24 + 1.5 * 0.052 = 0.402MN$$

$$\sigma_{s/ELU} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15}$$

$$\sigma_{s/ELU} = 434.78MPa$$

$$\sigma_{s/ELS} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

$$\sigma_{s/ELS} = \min \left(\frac{1}{2} 500 ; 90 \sqrt{1.6 \cdot 2.1} \right)$$

$$\sigma_{s/ELS} = \min (250; 164.97)$$

$$\sigma_{s/ELS} = 164.97MPa$$

- A l'ELU:

$$A_{s//A} = \frac{N_u(A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.402(1.2 - 0.18)}{8.0 \cdot 3.434.78}$$

$$A_{s//A} = 3.92cm^2$$

$$A_{s\perp A} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4}$$

$$A_{s\perp A} = 0.98cm^2$$

- A l'ELS:

$$A_{s//A} = \frac{N_s(A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.292(1.2 - 0.18)}{8.0 \cdot 3.164.97}$$

$$A_{s//A} = 7.52cm^2$$

$$A_{s\perp A} = \frac{A_s}{4} = \frac{7.52}{4}$$

$$A_{s\perp A} = 1.88cm^2$$

$$A_{\perp Amin} = \begin{cases} 2cm^2 & si \ A < 1m \\ \frac{2cm^2}{ml} \times A & si \ A \geq 1m \end{cases}$$

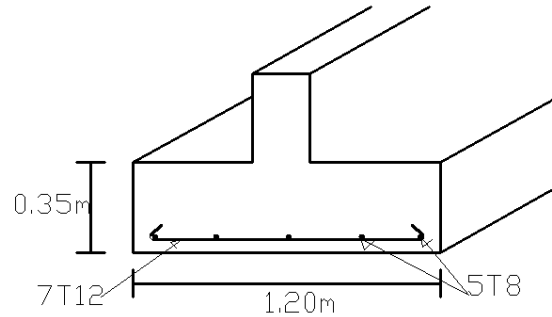
Dans notre cas:

$$A_{\perp A} = 2 * 1.2 = 2.4cm^2$$

Donc:

$$A_{s//A} = 7.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } 7T12$$

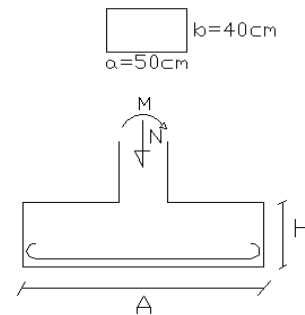
$$A_{s\perp B} = 2.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } 5T8$$



Exercice N°03:

Soit une semelle rectangulaire $A \times B = 2 \times 1.6\text{m}$ en béton armé avec une hauteur de $H=0.45\text{m}$ soumise à une force verticale centrée $N=0.8\text{MN}$, et un moment $M=0.05\text{MN.m}$. La contrainte admissible du sol est égale $\sigma_{\text{sol}} = 3\text{bars}$.

- Matériaux:
 - Béton: $f_{c28}=25\text{MPa}$,
 - Aciers: Fe E500 HA.
- Fissuration préjudiciable.
- On se propose :
 - De calculer la section d'armature.



Solution:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.05}{0.8} = 0.063$$

$$\frac{B}{6} = \frac{1.6}{6} = 0.27$$

$$e_0 < \frac{B}{6} \rightarrow \text{Diagramme de répartition trapézoïdale}$$

$$\sigma = \left(1 + \frac{3 \cdot e_0}{B}\right) \frac{N}{AB} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma = \left(1 + \frac{3 \cdot 0.063}{1.6}\right) \frac{0.8}{2 \cdot 1.6} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma = 0.28 \leq 0.3 \rightarrow C.V$$

- Calcul du ferrailage:

$$e < \frac{B}{24} \Rightarrow 0.063 < 0.066$$

Fissuration préjudiciable:

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{1.6 * 2.1} \right)$$

$$\sigma_s = \min (333.33 ; 201.63)$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$A_{s//A} = \frac{N_{ser} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) (A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

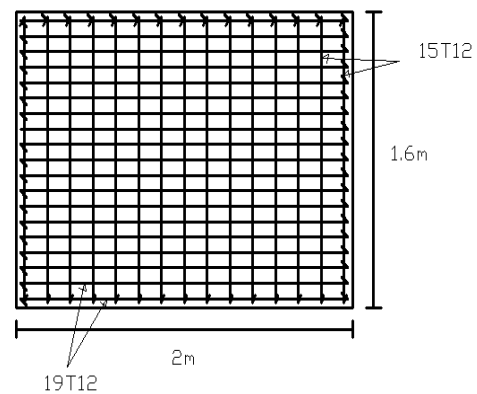
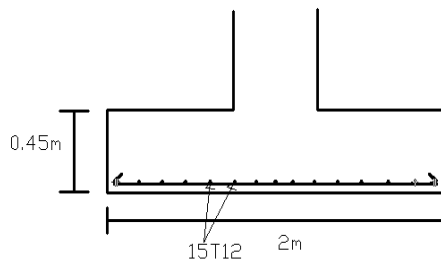
$$A_{s//A} = \frac{0.8 \left(1 + \frac{3 * 0.063}{1.6} \right) (2 - 0.5)}{8 * 0.4 * 201.63}$$

$$A_{s//A} = 20.79 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } 19T12$$

$$A_{s//B} = \frac{N_{ser} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s//B} = \frac{0.8 \left(1 + \frac{3 * 0.063}{1.6} \right) (1.6 - 0.4)}{8 * 0.4 * 201.63}$$

$$A_{s//B} = 16.64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } 15T12$$



Chapitre III:

Calcul des fondations profondes en BA

III.1. Introduction:

Les pieux sont des éléments de fondation profonde en béton armé, de forme généralement cylindrique, destinés à transmettre au sol les charges de la superstructure lorsque les couches superficielles du sol ne présentent pas une capacité portante suffisante. Ils remplissent plusieurs fonctions essentielles [4]:

- Report des charges : Transmission des efforts verticaux (compression, traction) vers des couches résistantes.
- Résistance aux efforts horizontaux : Reprise des efforts de vent, séisme, poussée des terres.
- Limitation des tassements : Réduction des déformations différentielles.
- Ancrage : Résistance à l'arrachement (sous-pression, soulèvement).

III.2. Comparaison fondations superficielles et profondes:

Tableau III.1. Comparaison fondations superficielles et profondes [4, 14].

Critère	Fondations superficielles	Fondations profondes (pieux)
Profondeur d'ancrage	$D < 6B$ (B = largeur)	$D > 6B$ et généralement $D > 3m$
Mode de transmission	Résistance de pointe principalement	Résistance de pointe + frottement latéral
Coût	Plus économique	Plus coûteux
Contrainte admissible	Limitée par le sol superficiel	Sollicite les couches profondes résistantes
Tassements	Plus importants	Réduits et contrôlés

III.3. Domaine d'application:

Les pieux sont recommandés dans les cas suivants :

- Sol superficiel de mauvaise qualité (vase, tourbe, remblais).
- Charges importantes à transmettre.
- Présence de nappes phréatiques.
- Risques de tassements différentiels.
- Contraintes sismiques importantes.
- Ouvrages sensibles aux déformations.
- Fondations en site aquatique.

III.4. Les différents types de pieux:

III.4.1. Pieux forés: Les pieux forés sont réalisés par excavation préalable du terrain, puis bétonnage en place.

- a) **Pieux forés simples:** Forage à sec dans des terrains cohérents, bétonnage direct sans soutènement des parois.
- b) **Pieux forés tubés récupérés:** Forage sous protection d'un tube métallique récupéré lors du bétonnage.
- c) **Pieux forés tubés perdus:** Tube métallique définitif laissé en place, faisant office de coffrage perdu.
- d) **Pieux forés sous boue:** Forage sous protection de boue bentonitique ou polymère maintenant les parois.
- e) **Pieux à la tarière creuse:** Forage et bétonnage simultanés par injection de béton au travers de la tarière creuse.



Figure III.1. Pieux forés [14]

III.4.2. Pieux battus et refoulés:

- a) **Pieux préfabriqués battus:** Éléments préfabriqués en béton armé ou précontraint, battus au mouton.
- b) **Pieux battus moulés:** Battage d'un tube fermé, extraction partielle et bétonnage par reprise.
- c) **Pieux vissés:** Mise en place par vissage, réduisant les vibrations et nuisances.



Figure III.2. Pieux battus [14]

III.4.3. Micropieux: Pieux de petit diamètre (100 à 300 mm) fortement armés, mis en œuvre par forage.

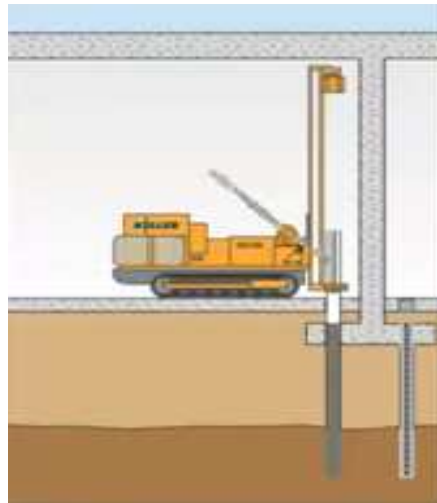


Figure III.3. Micropieux [14]

III.5. Tableau comparatif entre les différents types de pieux:

Tableau III.2. Comparaison entre les différents types de pieux [14].

Type de pieu	Avantages	Inconvénients	Applications
Forés simples	Simplicité, économie, contrôle visuel	Limité aux terrains stables	Argiles raides, roches
Forés sous boue	Grands diamètres, terrains difficiles	Coût, pollution, contrôle complexe	Ouvrages d'art, charges importantes
Battus préfabriqués	Qualité béton, cadences	Vibrations, bruit, longueurs fixes	Bâtiments industriels
Tarière creuse	Rapidité, propreté	Contrôle limité, béton moins performant	Bâtiments courants

III.6. Dimensionnement:

III.6.1. Données nécessaires:

a) Étude géotechnique:

Les études géotechniques doivent fournir :

- Stratigraphie détaillée du site.
- Caractéristiques mécaniques des sols (C_u , ϕ , E , etc.).
- Niveau et variations de la nappe phréatique.
- Agressivité des sols et eaux souterraines.
- Classification sismique du site (RPA 2003) [12].

b) Descente de charges:

Les charges à considérer sont:

- Charges permanentes (G) : Poids propre, équipements fixes.
- Charges d'exploitation (Q) : Surcharges d'usage.
- Charges climatiques : Vent (W), neige (S).
- Charges sismiques (E) : Selon RPA 2003[12].

III.6.2. Capacité portante:

a) **Charge limite en pointe (Q_p):** Elle est donnée par la formule générale :

$$Q_p = q_p \times A_p \quad (\text{III.1})$$

Où :

q_p : résistance unitaire de pointe

A_p : section droite du pieu

b) **Frottement latéral (Q_s):** Elle est déterminée par la formule générale suivante:

$$Q_s = \sum (q_s \times \pi \times D \times h_i) \quad (\text{III.2})$$

Où :

q_s : frottement unitaire par couche

D : diamètre du pieu

h_i : épaisseur de la couche i

III.6.3. Contraintes du béton:

a) Le BAEL 99 impose pour les pieux : $f_{c28} \geq 25$ MPa (béton coulé en place).

b) Prescriptions spéciales pour pieux :

- Dosage minimum en ciment : 350 kg/m³
- Rapport E/C ≤ 0,50
- Affaissement au cône d'Abrams : 16 ± 2 cm

c) Contraintes du béton:

- ELU (État Limite Ultime): $\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$
- ELS (État Limite de Service): $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

III.6.4. Armatures longitudinales:

Section minimale:

- $A_{s \min} = 0,5\% \times B$ (en compression simple)
- $A_{s \min} = \text{Max}(4 \text{ HA12} ; 0,2\% \times B)$ (cas général)
- Diamètre minimum : $\phi \geq 12 \text{ mm}$
- Espacement maximal : $e \leq \text{Min}(35 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$
- Distance aux parois : $d \geq \phi, d \geq 5 \text{ cm}$ (milieu agressif)

III.6.5. Armatures transversales:

Fonctions des armatures transversales :

- Maintien des armatures longitudinales
- Résistance au flambement des barres
- Confinement du béton
- Résistance à l'effort tranchant

Diamètre minimum:

- $\phi_t \geq \text{Max}(6 \text{ mm} ; \phi_l/3)$
- Espacement maximal:

$$e \leq \text{Min}(15\phi_l ; 40 \text{ cm}) \quad (\text{III.3})$$

III.7. Exercices avec solutions:

Exercice N°01:

Soit un pieu foré circulaire de diamètre $\phi = 0,80 \text{ m}$ et de longueur $L = 15 \text{ m}$, réalisé en béton C25/30 ($f_{c28}=25 \text{ MPa}$) et armé en acier Fe E 500. Le projet est situé en zone sismique IIb. Le pieu est soumis à une charge axiale de calcul : $Nu=1200 \text{ kN}$.

- Déterminer la section d'armatures longitudinales

Solution:

La résistance de calcul (compression) d'une section béton + acier est approximée par :

$$N_u = A_c \times f_{bu} + A_s \times f_{ed}$$

$$A_s = \frac{N_u - A_c \times f_{bu}}{f_{ed}}$$

$$A_c = \frac{\pi \phi^2}{4} = 0.50265 m^2$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16 MPa$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 MPa$$

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{1200 \times 10^{-3} - 0.50265 \times 14.16}{434.78} = -0.013$$

On obtient une valeur négative (donc A_s théorique requise pour la résistance axiale est nulle) mais le règlement impose une armature minimale.

Calcul de la section minimale d'aciers:

$$A_{s \min} = 0.005 \times A_c = 25.13 cm^2 \text{ On prend 6 T25} = 29.45 cm^2$$

Exercice N°02:

Un poteau 0.40 x 0.60 m transmettant à un pieu de forme circulaire une charge (P) calculée en ELU de 1.7 MN.

- Calculer les dimensions de la semelle, le diamètre du pieu et le ferrailage nécessaire pour cette semelle.

Données : un béton de résistance $f_{c28} = 25 MPa$ et un acier de 500 MPa de limite élastique, $\gamma_s = 1.15$.

Solution :

Dimensionnement de la semelle et du pieu:

Dimensions de la semelle (A x B)

Section du poteau (a x b), avec $a > b$

$$A = B > a_{\text{poteau}} + 0.20 = 0.60 + 0.20 = 0.80 \text{ m}$$

On prend : $A = B = 0.9 \text{ m}$

Diamètre du pieu (D)

$$D = A - 0.30 = 0.90 - 0.30 = 0.60 \text{ m}$$

Hauteur de la semelle (H)

- Coté du pieu carré équivalent : $C = \sqrt{\frac{\pi D^2}{4}} = \sqrt{\frac{\pi 0.60^2}{4}} = 0.53 \text{ m}$
- $d \geq \frac{|C-a|}{4} = \frac{|0.53-0.60|}{4} = 0.0175 \text{ m}$
- $d \geq \frac{|C-b|}{4} = \frac{|0.53-0.40|}{4} = 0.0325 \text{ m}$
- $d \geq \frac{|B-b|}{4} = \frac{|0.9-0.40|}{4} = 0.125 \text{ m}$

Hauteur utile (d) = 0.9 x D = 0.9 x 0.60 = 0.54 m

H = d + 0.05 = 0.54 + 0.05 = 0.59 m

On prend H = 0.60 m

Calcul de la section des armatures:

Armatures suivant (a):

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sa} = \frac{P|(C-a)|}{8 d \sigma_s} = \frac{1.7 \times 10^6 |(0.53-0.6)|}{8 \times 0.54 \times 348} = 79.15 \text{ mm}^2 = 0.79 \text{ cm}^2$$

Armatures suivant (b):

$$A_{sb} = \frac{P|(C-b)|}{8 d \sigma_s} = \frac{1.7 \times 10^6 |(0.53-0.4)|}{8 \times 0.54 \times 348} = 147 \text{ mm}^2 = 1.50 \text{ cm}^2$$

- $A_{\min} = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Espacement : $E \leq 25 \text{ cm}$

Le minimum $A_{\min} = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$ conduit à une section minimum d'acier $A_{s\min}$:

$$A_{s\min} = A_{\min} \times (A \text{ en m}) = 4 \times 0.9 = 3.6 \text{ cm}^2$$

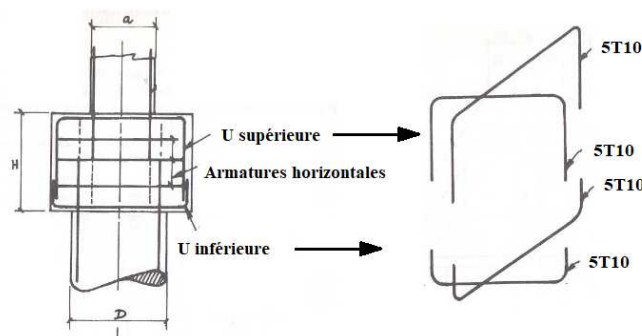
Alors, 4T12 pour les nappes inférieure et supérieure dans les deux sens sont adoptés.

$$A_{\text{choisie}} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition horizontales

$$A_r = 2 \times (H \text{ en m}) = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Alors, 3T8 avec A = 1.51 cm² sont adoptés.



Chapitre IV:

Conception et calcul des murs de soutènement

IV.1. Introduction:

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment...

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement [16]:

- Les murs de soutènement qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation ex murs en béton armé en «T renversé» ou des murs-poids.
- Les écrans de soutènement qui sont composés seulement d'une paroi résistante ex: rideau de palplanches formé de profilés métalliques,...

IV.2. Différents types des murs de soutènements:

IV.2.1. Mur poids : est le plus ancien et le plus simple à construire. Il est en maçonnerie ou en béton ne comporte pas d'armature en acier. Sa stabilité est assurée par son poids et sa largeur [16].

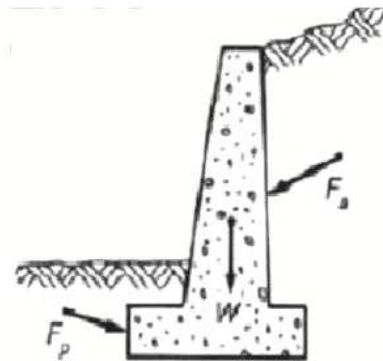


Figure IV.1. Murs poids [16].

IV.2.2. Mur cantilever ou en béton armé: est appuyé sur une large semelle filante. Ce mur en porte-à-faux est relativement mince et nécessite une armature en acier. Sa stabilité est assurée par la semelle chargée de sol du côté amont ainsi que par son propre poids.

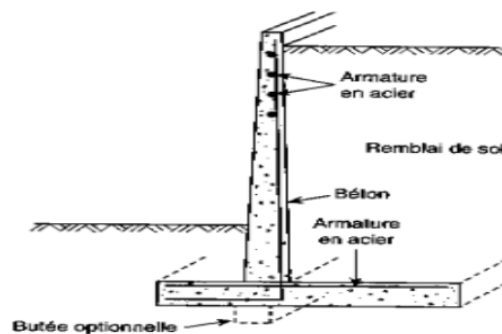


Figure IV.2. Mur en béton armé [16].

Le sol s'appuyant sur le mur du côté aval de même que la butée optionnelle placée sous la semelle s'opposent aux forces de glissement.

IV.2.3. Mur à contreforts: à l'exception des contreforts qui permettent de réduire son épaisseur, le mur à contreforts ressemble au mur cantilever. Les contreforts sont placés à intervalles réguliers, l'espacement idéal correspondant à la demi-hauteur du mur. La stabilité du mur contrefort est assurée par le poids du sol sur la semelle et le poids du mur lui-même.

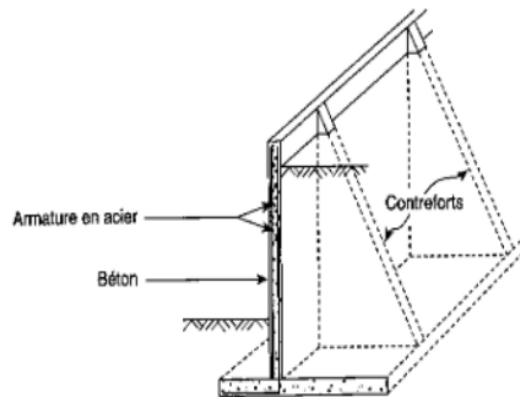


Figure IV.3. Mur à contreforts [16].

IV.2.4. Murs bêche: Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une bêche. Celle-ci peut être mise soit, à l'avant ou à l'arrière de la semelle, ou parfois encore en prolongement du voile.

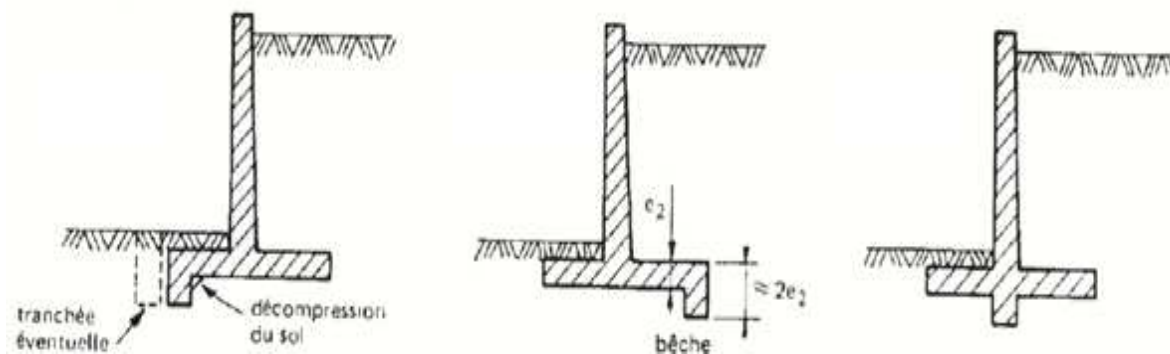


Figure IV.4. Murs bèches [16].

IV.2.5. Mur à console: Une console est généralement placée, lorsque la hauteur du mur est importante, pour diminuer la flexion du voile en béton et réduire l'effet de poussée. Puisque la flexion du voile est réduite, l'épaisseur du voile est également diminuée. Ce qui est un aspect non négligeable surtout, si le mur présente des dimensions importantes [16].

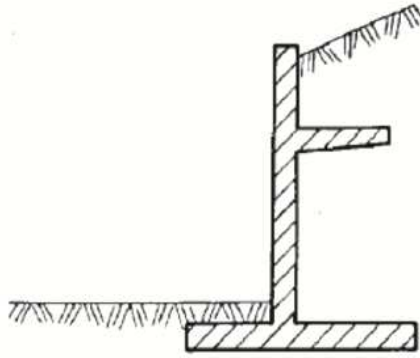


Figure IV.5. Mur à console [16].

IV.3. Prédimensionnement:

- Méthode 01:

Le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs. Il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur [4].

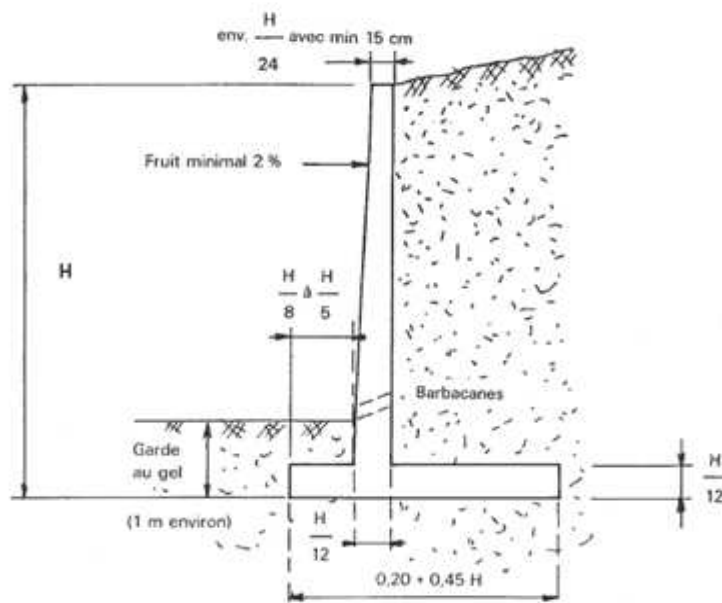


Figure IV.6. Prédimensionnement_Méthode 01 [16].

Il est prudent de majorer de 15 % la largeur de semelle ainsi déterminée, car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications de la stabilité externe).

- Méthode 02:

Cette méthode consiste à utiliser les abaques du SETRA [16].

Hypothèses de calcul retenues dans l'établissement des abaques (annexes 1 à 6) [16]:

Remblai :

- cohésion $C = 0$.
- poids volumique des terres $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

- pas de nappe aquifère (présence d'un dispositif de drainage et d'évacuation des eaux).
- angle de frottement interne φ .
- poussée passive nulle sur l'avant du patin.
- terre-plein horizontal non chargé.

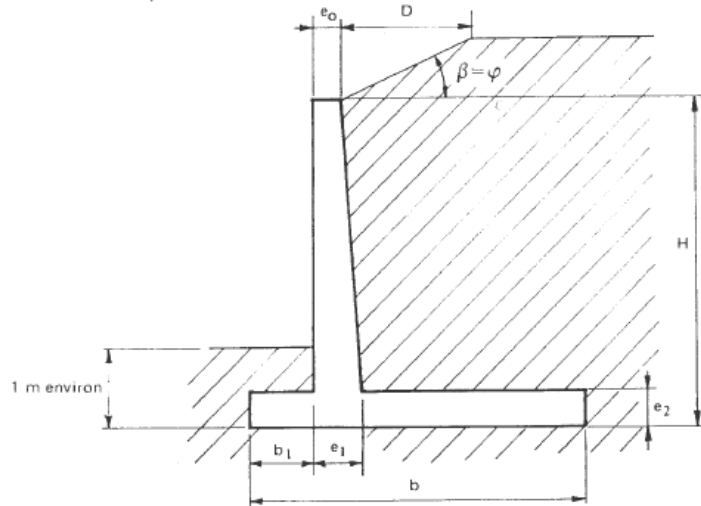


Figure IV.7. Prédimensionnement_Méthode 02 [16].

Épaisseur en tête du mur :

- $e_0 = 20 \text{ cm}$ si $H \leq 6 \text{ m}$.
- $e_0 = 30 \text{ cm}$ si $H > 6 \text{ m}$.

Les épaisseurs e_1 du mur à la base et e_2 de la semelle sont prises égales. Elles sont données par les abaques 5.1 à 5.3 en fonction des quantités :

- $a = \frac{D}{H}$ nombre sans dimensions caractérisant le talus,
- H = hauteur (en m) de la tête du mur par rapport à la base de la semelle.

IV.4. Stabilité des murs de soutènement:

Dans la plupart des cas, un mur de soutènement est enterré en pied d'une certaine hauteur. Il se trouve donc soumis à un effort de poussée P et de butée B (considérée comme stabilisante).

Les critères de stabilité sont:

- Non glissement du mur,
- Non renversement du mur,
- Non poinçonnement du sol sous la base du mur.

IV.4.1. Stabilité au glissement:

Sous l'action de la poussée (terres et des surcharges..), le mur tend à se déplacer horizontalement par glissement.

La stabilité au glissement est vérifiée lorsque :

$$\frac{\Sigma \text{Efforts stabilisatrices}}{\Sigma \text{Efforts faisant glisser l'ouvrage}} \geq 1.5 \quad (\text{IV.1})$$

IV.4.2. Stabilité au renversement:

Cette vérification consiste à s'assurer qu'il ya pas de risque de basculement de l'ensemble. Le centre de rotation est le point 0 indiqué sur les figures suivante. On doit alors vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{\Sigma \text{Moments retenant l'ouvrage}}{\Sigma \text{Moments faisant renverser l'ouvrage}} \geq 1.5 \quad (\text{IV.2})$$

IV.4.3. Stabilité au poinçonnement:

Cette vérification consiste à s'assurer que les contraintes transmises au sol sont admissibles.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{6M_G}{B^2} \quad (\text{IV.3})$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} - \frac{6M_G}{B^2} \quad (\text{IV.4})$$

$$M_G = N \cdot e \quad (\text{IV.5})$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_S}{N} \quad (\text{IV.6})$$

$$M_S = \Sigma M_{verticale} - \Sigma M_{horizontale} \quad (\text{IV.7})$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{adm} \quad (\text{IV.8})$$

IV.5. Ferrailage du murs de soutènement:

L'analyse du comportement d'un mur de soutènement nécessite l'analyse par calcul de certaines sections identifiées comme critiques:

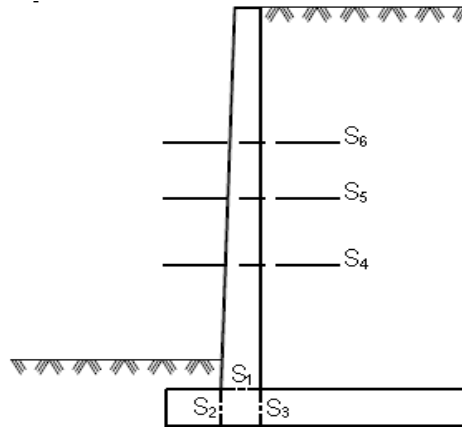


Figure IV.8. Identification des sections [16].

Pour la détermination des treillis soudés devant armer le voile, on prend en compte les forces horizontales (et, éventuellement, le poids de la partie de voile) s'exerçant au-dessus des sections S₁, S₄, S₅ et S₆ pour les combinaisons d'actions considérée (ELU ou ELS selon le cas).

S₁:encastrement du voile sur la semelle
S₂:encastrement du patin sur le voile
S₃:encastrement du talon sur le voile
S₄:section du voile au tiers de sa hauteur
S₅:section du voile à la moitié de sa hauteur
S₆:section du voile aux deux tiers de sa hauteur

IV.5.1. Ferrailage du voile:

Le diagramme de poussée sur la hauteur du voile est présenté comme suit:

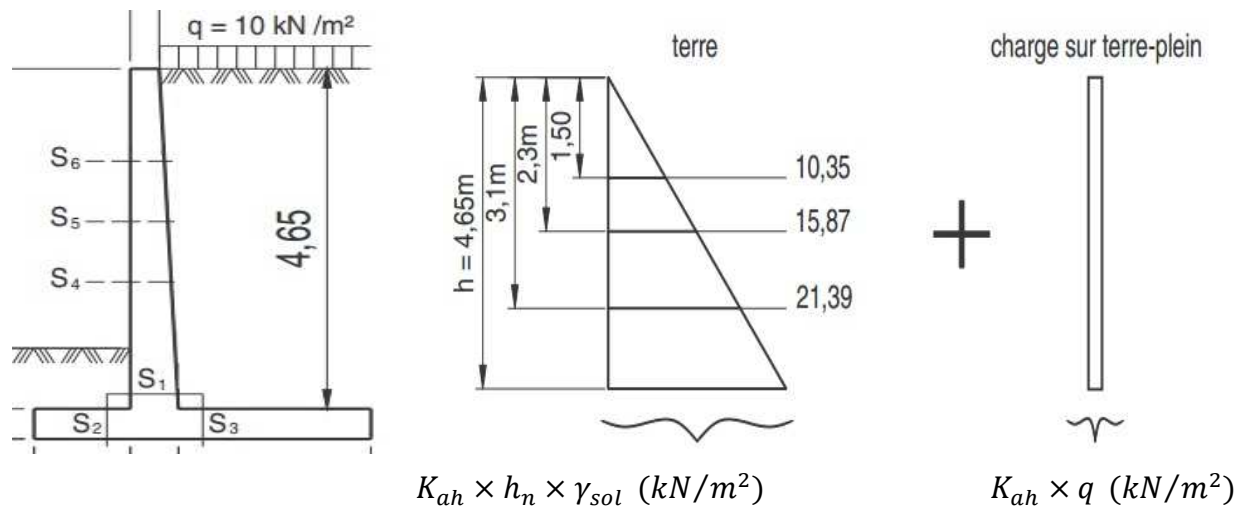


Figure IV.9. Diagramme de poussée [16].

a) Calcul des sollicitations (non pondérées):

Dans cette partie on doit calculer les sollicitations suivantes: N effort normal, V effort tranchant, MG moment de flexion au centre de gravité de la section considérée.

Tableau IV.1. Calcul des sollicitations.

Sections	S ₁ , S ₄ , S ₅ et S ₆
N (kN/m)	Volume du trapèze X $\gamma_{béton}$
V (kN/m) Poussée des terres	Surface du triangle
Mg (kN.m/m) Poussée des terres	Surface du triangle X bras de levier
V (kN/m) charge	Surface du triangle
Mg (kN.m/m) charge	Surface du triangle X bras de levier

b) Détermination des armatures principales:

Dans cette étape on calcul M_{ser} (à l'état limite de service) pour chaque section S₁, S₄, S₅ et S₆ :

$$M_{ser} = M_g (\text{poussée des terres}) + M_g (\text{charge})$$

Calcul du: $d = 0.9 \times e_v$ (IV.9)

Calcul du: $\frac{10^3 \cdot M_{ser}}{d^2 \cdot \sigma_s}$ (IV.10)

Détermination de A/d à l'aide de l'abaque et par la suite A (en cm²/m)

c) Détermination des armatures secondaires:

Avant de choisir la section d'armature correspondant aux sections que l'on vient de calculer, il convient de déterminer les armatures secondaires horizontales et/ou verticales (à disposer sur toute la hauteur) :

- Face <<côté terre>>, armatures horizontales :

$$A_h (\text{cm}^2/\text{m}) \geq 0.10 \cdot e_1 \quad (\text{avec } e_1 : \text{épaisseur de la semelle de murs en cm}) \quad (\text{IV.11})$$

- Face avant, armatures horizontales et verticales :

$$A_v \geq 0.10 \cdot e_1 \quad (\text{IV.12})$$

$$A_h \geq 0.075 \cdot e_1 \quad (\text{IV.13})$$

(Avec e_1 : épaisseur de la semelle de murs en cm).

IV.5.2. Le ferrailage de la semelle :

Calcul des valeurs des actions horizontales (R_h), les actions verticales (R_v), le moment (M/A), e_A et σ à l'ELS et l'ELU.

Avec:

$$e_A = \frac{M/A}{R_v} \quad (\text{IV.14})$$

Et:

$$\sigma = \frac{R_v}{2 \cdot e_A} \quad (\text{IV.15})$$

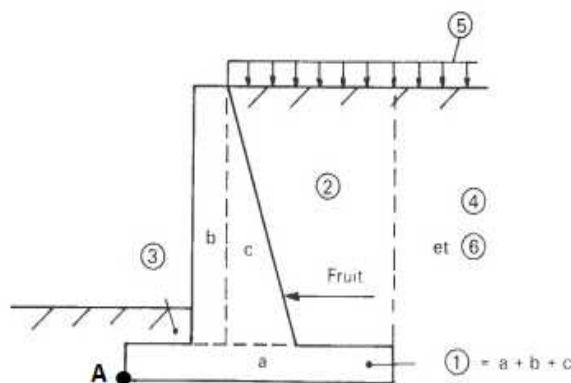


Figure IV.10. Calcul des sollicitations appliquées [16].

a) Patin avant:

En considérant que le patin avant est uniquement soumis à la réaction du sol (le poids des terres aval au-dessus du patin est négligeable et ces terres pourraient être enlevées).

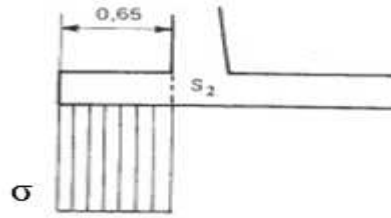


Figure IV.11. Réaction sur patin avant [16].

A l'ELS le moment d'encastrement dans la section S_2 vaut :

$$M_{ser} = q \frac{l^2}{2} \quad (IV.16)$$

Calcul du: $\frac{10^3 \cdot M_{ser}}{d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} \quad (IV.17)$

On utilise l'abaque pour le calcul de la section A_2 à l'état limite de service.

A l'ELU le moment d'encastrement dans la section S_2 vaut :

$$M_u = q \frac{l^2}{2} \quad (IV.18)$$

Calcul du: $\frac{M_u}{d^2 \cdot f_{bu}} \quad (IV.19)$

On utilise l'abaque pour le calcul de la section A_2 à l'état limite ultime.

b) Talon arrière:

Le talon arrière est soumis :

- à la réaction du sol de fondation sous le talon,
- au poids propre des terres au - dessus du talon,
- aux charges d'exploitation au - dessus du talon.

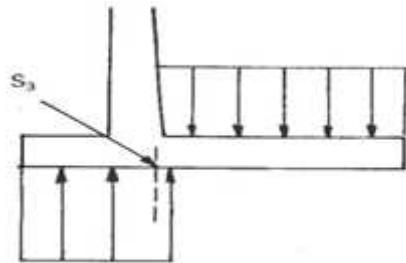


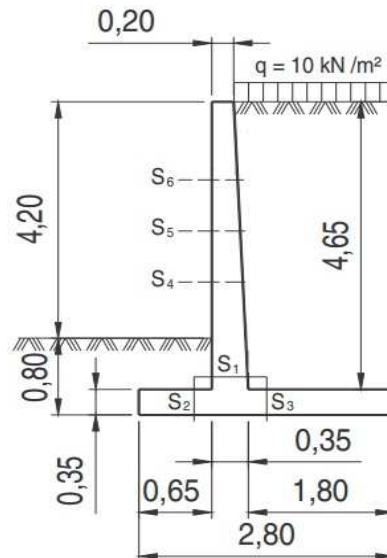
Figure IV.12. Sollicitations sur talon arrière [16].

On détermine M_{ser} et M_u au niveau de la section considérée et on suite on suit les mêmes démarches que dans le patin.

IV.6. Exercice avec solution:

Exercice N°01 :

Soit un mur de soutènement en béton armé représenté ci-contre.



Les données :

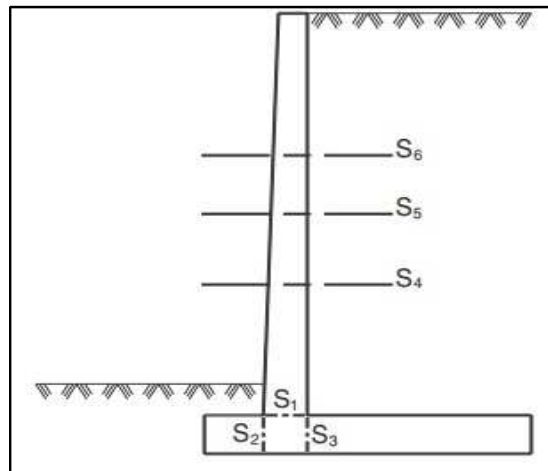
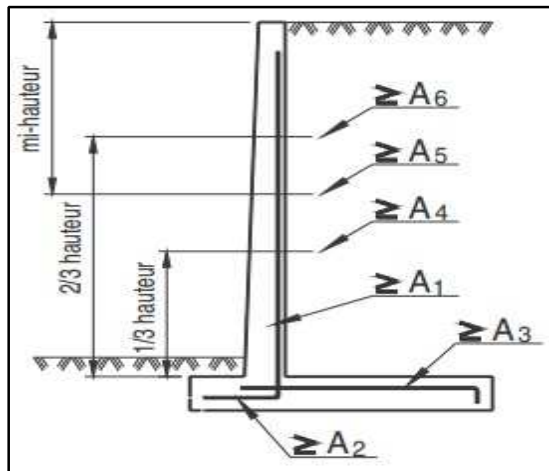
- ✓ Poids volumique du sol : $\gamma_{sol} = 20 \text{ kN/m}^3$;
- ✓ Poids volumique du béton : $\gamma_{béton} = 25 \text{ kN/m}^3$;
- ✓ Coefficient de poussée : $K_{ah} = 0.345$;
- ✓ La fissuration est préjudiciable.
- ✓ $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$;
- ✓ $\sigma_b = 25 \text{ MPa}$;
- ✓ La surcharge d'exploitation : $q = 10 \text{ kN/m}^2$;

On demande de déterminer le ferrailage de ce mur de soutènement ?

Solution:

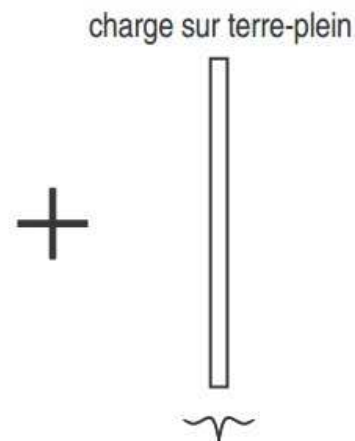
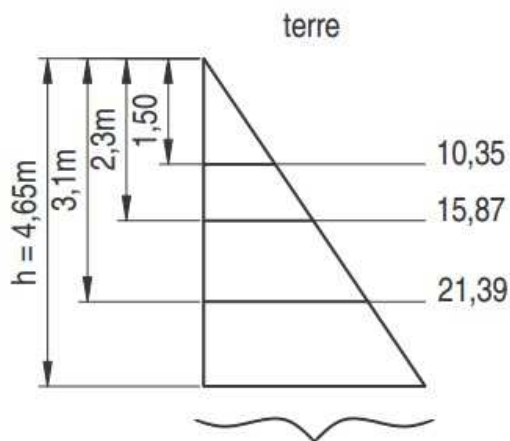
Le calcul de la structure d'un mur de soutènement nécessite l'étude de certaines sections critiques :

- S_1 = encastrement du voile sur la semelle \rightarrow section d'acier A_1
- S_2 = encastrement du patin sur le voile \rightarrow section d'acier A_2
- S_3 = encastrement du talon sur le voile \rightarrow section d'acier A_3
- S_4 = section du voile au tiers de sa hauteur \rightarrow section d'acier A_4
- S_5 = section du voile à la moitié de sa hauteur \rightarrow section d'acier A_5
- S_6 = section du voile aux deux tiers de sa hauteur \rightarrow section d'acier A_6



- Ferrailage du voile :

Les diagrammes de poussée sur la hauteur du voile sont (cotes des sections S5 et S6) :



$$0.345 \times 4.65 \times 20 = 32.085 \text{ kN/m}^2$$

$$0.345 \times 10 = 3.45 \text{ kN/m}^2$$

- Calcul des sollicitations (non pondérées):

(N effort normal, V effort tranchant, MG moment de flexion au centre de gravité de la section considérée)

Sections	S ₁ (h = 4.65m)	S ₄ (z = 3.10m)
N (kN/m)	$\frac{0.2 + 0.35}{2} \times 4.65 \times 25 = 31.969$	$\frac{0.2 + 0.3}{2} \times 3.1 \times 25 = 19.375$
V (kN/m) Poussée des terres	$32.085 \times \frac{4.65}{2} = 74.598$	$21.39 \times \frac{3.10}{2} = 33.155$
Mg (kN.m/m) Poussée des terres	$74.598 \times \frac{4.65}{3} = 115.626$	$33.155 \times \frac{3.10}{3} = 34.260$
V (kN/m) charge	$3.45 \times 4.65 = 16.043$	$3.45 \times 3.10 = 10.695$
Mg (kN.m/m) charge	$16.043 \times \frac{4.65}{2} = 37.299$	$10.695 \times \frac{3.10}{2} = 16.577$

Sections	S ₅ (z = 2.30m)	S ₆ (z = 1.55m)
N (kN/m)	$\frac{0.2 + 0.27}{2} \times 2.30 \times 25 = 13.659$	$\frac{0.2 + 0.25}{2} \times 1.5 \times 25 = 8.719$
V (kN/m) Poussée des terres	$16.043 \times \frac{2.30}{2} = 18.649$	$10.695 \times \frac{1.50}{2} = 8.289$
Mg (kN.m/m) Poussée des terres	$18.649 \times \frac{2.30}{3} = 14.453$	$8.289 \times \frac{1.5}{3} = 4.282$
V (kN/m) charge	$3.45 \times 2.30 = 8.021$	$3.45 \times 1.50 = 5.348$
Mg (kN.m/m) charge	$8.021 \times \frac{2.30}{2} = 9.325$	$5.348 \times \frac{1.50}{2} = 4.144$

- Détermination des armatures principales:

Etat-limite de service de la section S1 :

$$M_{ser} = 115.626 + 37.299 = 152.925 \text{ KN.m/m soit } 0.153 \text{ MN.m/m.}$$

$$N_{ser} = 31.969 \text{ KN/m}$$

L'excentricité $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \approx 4.783 \text{ m}$ étant grande, nous considérons par simplification que la section est en sollicitée en flexion simple.

Pour $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$, on a, avec $d = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{ m}$:

$$\frac{10^3 \cdot M_{ser}}{d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{10^3 \cdot 0.153}{(0.315)^2 \cdot 250} = 6.16$$

Pour cette valeur, on utilise l'abaque pour le calcul des sections de treillis soudés à l'état limite de service $\frac{A}{d} \approx 69$ d'où : $A = A_{ser} = 69 \cdot d = 69 \cdot 0.315 = 21.735 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Résultats des calculs à l'ELS pour toutes les sections du voile (avec $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$) :

Section	M _{ser} (MN.m/m)	d (m)	$\frac{10^3 \cdot M_{ser}}{d^2 \cdot \bar{\sigma}_s}$	$\frac{A}{d}$ (cm ² /m)/m	A _{ser} (cm ² /m)
S1	0.153	0.315	6.16	69	21.735
S4	0.051	0.270	2.79	30	8.100
S5	0.024	0.243	1.61	16.5	4.010
S6	0.008	0.225	0.67	8	1.800

- Détermination des armatures secondaires:

Avant de choisir la section d'armature correspondant aux sections que l'on vient de calculer, il convient de déterminer les armatures secondaires horizontales et/ou verticales (à disposer sur toute la hauteur) :

- face <<côté terre>>, armatures horizontales :

$$A_h (cm^2/m) \geq 0.10 \times e_1 \text{ (avec } e_1 : \text{épaisseur de la semelle de murs en cm)}$$

$$\text{soit } 0.10 \times 35 = 3.5 \text{ cm}^2/m$$

- face avant, armatures horizontales et verticales :

$$A_v \geq 0.10 \times e_1 \text{ soit } 3.5 \text{ cm}^2/m$$

$$A_h \geq 0.075 \times e_1 \text{ soit } 2.63 \text{ cm}^2/m$$

(Avec e_1 : épaisseur de la semelle de murs en cm).

En ce qui concerne les espacements, pour la fissuration préjudiciable, imposent de prendre :

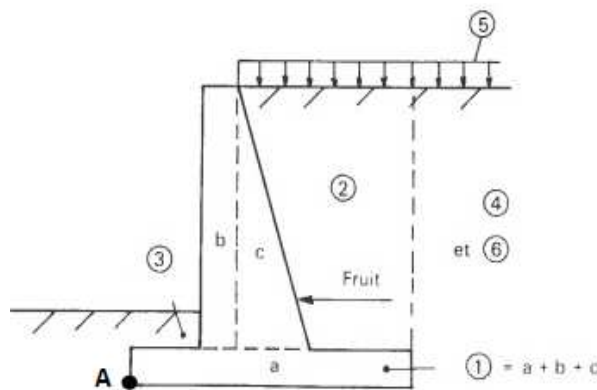
$$s \leq \min(25 \text{ cm}, 2 \times e_v)$$

e_v représentant ici l'épaisseur minimale du voile, soit $e_v = 20 \text{ cm}$.

$$s \leq \min(25 \text{ cm}, 40 \text{ cm}), \text{ Il faut donc avoir } s \leq 25 \text{ cm.}$$

- Ferrailage de la semelle :

On calcul des valeurs des actions horizontales (R_h), les actions verticales (R_v) et le moment (M/A). On divise le mur de soutènement en 03 parties : a : semelle ; b : voile rectangle et c : voile triangle.



				Actions horizontales Rh (kN/m)	Actions verticale Rv (kN/m)	Bras de levier (m)	M/A (kN.m/m)
G		a	semelle		$2.8 \times 0.35 \times 25 = 24.5$	1.4	- 34.300
		b	Voile		$4.65 \times 0.20 \times 25 = 23.25$	0.75	- 17.438
		c	Voile		$4.65 \times \frac{0.15}{2} \times 25 = 8.72$	0.9	- 7.847
	Poids du mur et des terres	(1)	Mur (a+b+c)		56.469		-59.584
		(2)	Terre amont		$4.65 \times 1.875 \times 20 = 174.38$	1.5	- 261.563
		(3)	Terre aval		$0.65 \times 0.45 \times 20 = 5.85$	0.325	-1.90125
	Poussée des terres	(4)	Poussée des terres	$0.345 \times 20 \times \frac{5^2}{2} = 86.25$		$\frac{5}{3} = 1.66$	+143.750
Q	Charge d'exploitation	(5)	Charge d'exploitation		$10 \times 1.8 = 18$	1.5	- 27.000
	Poussée due à la charge d'exploitation	(6)	Poussée due à la charge d'exploitation	$0.345 \times 10 \times 5 = 17.25$		$\frac{5}{2} = 2.5$	+ 43.125

Pour la combinaison d'actions (C1) = (1) + (2) + (3) + (4) + (5) + (6) qui, à l'état-limite ultime, devient :

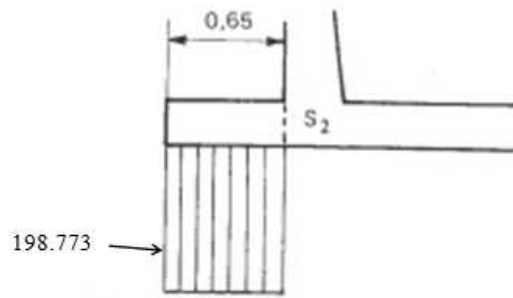
$$(C1)_u = 1.35x[(1) + (2) + (3) + (4)] + 1.5x[(5) + (6)]$$

	ELS	ELU
Rv (kN/m)	254.694	346.537
Rh (kN/m)	103.5	142.313
M/A (KN.m/m)	163.173	217.865
$e_A = \frac{M/A}{R_V}$ (en m)	0.641	0.629
$\sigma = \frac{R_V}{2.e_A}$ (kN/m ²)	198.773	275.601

- Patin avant:

En considérant que le patin avant est uniquement soumis à la réaction du sol (le poids des terres aval au-dessus du patin est négligeable et ces terres pourraient être enlevées), il vient :

○ à l'ELS:



- Le moment d'encastrement dans la section S_2 vaut :

$$M_{ser} = 198.773 \times \frac{0.65^2}{2} = 41.991 \text{ KN.m/m} = 0.042 \text{ MN.m/m}$$

$$\frac{10^3 \cdot M_{ser}}{d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{10^3 \cdot 0.04199}{(0.315)^2 \cdot 250} = 1.693$$

Pour cette valeur, on utilise l'abaque pour le calcul des sections de treillis soudés à l'état limite de service $\frac{A}{d} \approx 17$ d'où : $A = A_{ser} = 17 \cdot d = 17 \cdot 0.315 = 5.355 \text{ cm}^2/\text{m}$

○ à l'ELU :

$$M_u = 275.601 \times \frac{0.65^2}{2} = 58.221 \text{ KN.m/m} = 0.058 \text{ MN.m/m}$$

$$\frac{M_u}{d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.058}{(0.315)^2 \cdot 14.167} = 0.041$$

$$K = 23.5$$

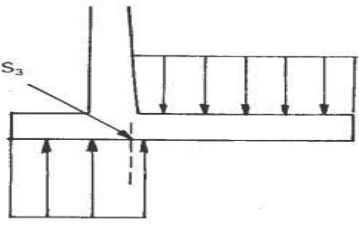
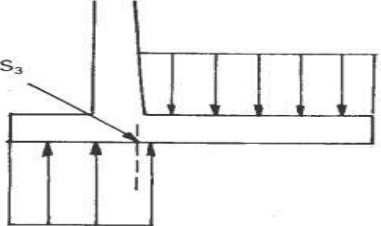
$$\text{Et } A = 23.35 \times \frac{0.058}{0.315} = 4.343 \text{ cm}^2/\text{m} < 5.355 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On constate une fois de plus que lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, l'état limite ultime n'est pas déterminant.

- Talon arrière:

Le talon arrière est soumis :

- à la réaction du sol de fondation sous le talon,
- au poids propre des terres au - dessus du talon,
- aux charges d'exploitation au - dessus du talon.

	ELS	ELU
Charges appliquées	$4.65 \times 20 + 10 = 103 \text{ KN/m}^2$ 	$1.35 \times 4.65 \times 20 + 1.5 \times 10 = 140.550 \text{ KN/m}^2$ 
Le moment d'encastrement	$M_{ser} = 103 \times \frac{1.95^2}{2} - 197.773 \times \frac{0.85^2}{2}$ $M_{ser} = 124.022 \text{ KN.m/m} = 0.124 \text{ MN.m/m}$	$M_u = 140.55 \times \frac{1.95^2}{2} - 275.601 \times \frac{0.85^2}{2}$ $M_u = 167.660 \text{ KN.m/m} = 0.16766 \text{ MN.m/m}$
	$\frac{10^3 \cdot M_{ser}}{d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = 5.00$	$\frac{M_u}{d^2 \cdot f_{bu}} = 0.119$
	$\frac{A}{d} = 56$	$K = 24.55$
La section d'acier calculée	$A_{ser} = 56 \cdot d = 17.640 \text{ cm}^2/\text{m}$	$A = 24.55 \times \frac{0.168}{0.315} = 13.067 \text{ cm}^2/\text{m}$
La section choisie	$A_{choisi} = 17.640 \text{ cm}^2/\text{m}$	

Chapitre V:

Calcul des planchers

V.1. Introduction:

Les planchers constituent des éléments structuraux essentiels dans tout ouvrage de bâtiment. Ils assurent la séparation verticale entre les niveaux, permettent la circulation des occupants et participent à la stabilité globale de la structure. En plus de leur rôle fonctionnel, ils contribuent à la reprise et à la transmission des charges vers les éléments porteurs tels que les poutres, les voiles et les poteaux.

V.2. Différents types de dalles:

V.2.1. Planchers à dalle pleine:

Les dalles pleines en béton armé sont largement utilisées grâce à leur simplicité, leur rigidité et leur comportement fiable. Elles transmettent les charges verticales vers les appuis tout en assurant une bonne répartition des efforts. Coulées en place sur un coffrage, elles présentent une géométrie uniforme et une mise en œuvre rapide. Généralement porteuses dans deux directions, leur épaisseur dépend des portées et des charges. Elles offrent enfin de bonnes performances thermiques et acoustiques [15].

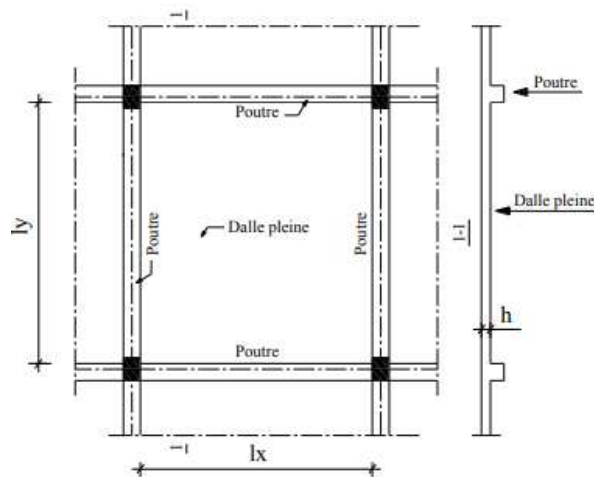


Figure V.1. Plancher à dalle pleine [15]

V.2.2. Planchers nervurés:

Les planchers nervurés associent une dalle mince et des nervures parallèles ou croisées, offrant une grande rigidité tout en réduisant la quantité de béton. Les nervures assurent la flexion, tandis que la dalle répartit les charges, ce qui permet de franchir des portées plus importantes avec un poids propre limité. Ils sont constitués de poutrelles préfabriquées entre lesquelles sont disposés des entrevous servant de coffrage perdu. Une dalle de compression en béton armé est ensuite coulée sur l'ensemble. Ce système est largement utilisé dans les maisons individuelles et les petits immeubles d'habitation [9, 10].

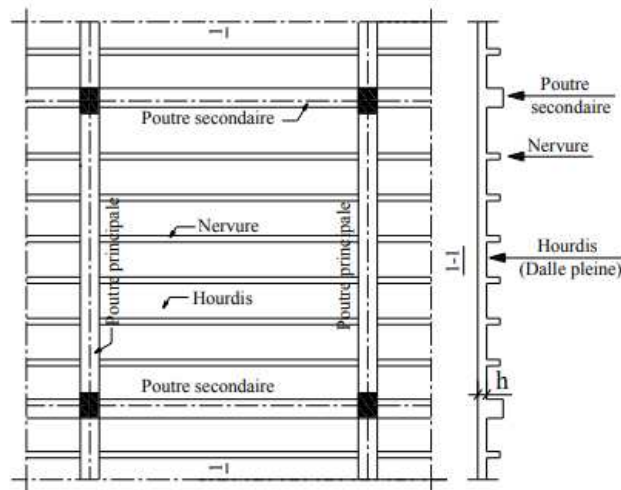


Figure V.2. Plancher nervuré [15]

V.2.3. Planchers à corps creux:

Le plancher à corps creux est constitué de poutrelles supportant des éléments creux et d'une dalle de compression en béton armé. Les vides créés par les corps creux permettent d'alléger le plancher tout en maintenant une bonne capacité portante. Le fonctionnement est similaire à celui d'une dalle nervurée, la matière étant retirée dans les zones peu sollicitées. Ce système améliore également les performances thermiques et acoustiques. Il est couramment utilisé pour réaliser des planchers légers, économiques et rapides à mettre en œuvre.

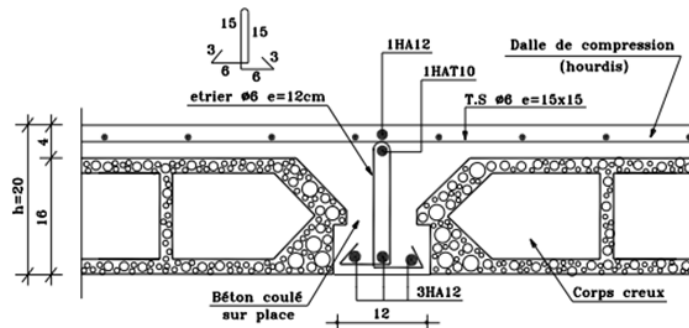


Figure V.3. Plancher à corps creux [15]

V.2.4. Planchers champignons:

Le plancher champignon est une dalle pleine en béton armé reposant directement sur des poteaux dont la tête est élargie pour former un chapiteau limitant le poinçonnement. Ce système permet d'obtenir un intrados parfaitement plat sans poutres, idéal pour créer de grands espaces libres. Les poteaux sont disposés suivant une trame régulière, avec des portées généralement comprises entre 8 et 12 m. La dalle travaille en flexion bidirectionnelle, avec une épaisseur courante de 22 à 35 cm. Ce type de plancher est largement utilisé dans les bâtiments nécessitant des plateaux ouverts et modulables [14, 15].

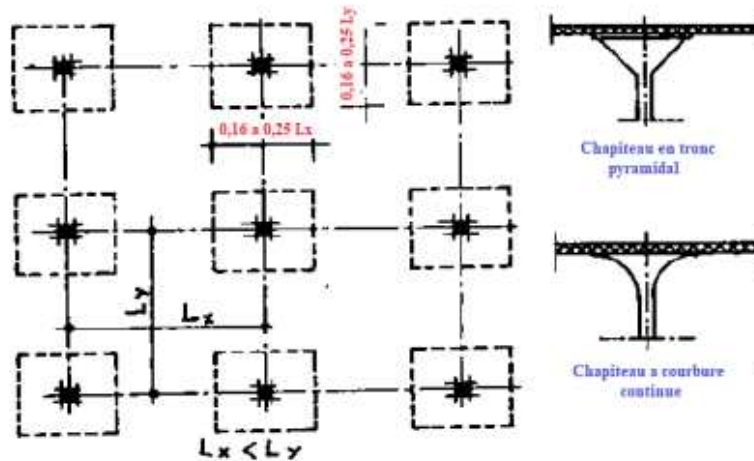


Figure V.4. Plancher champignon [15]

V.3. Calcul des planchers à dalles pleines:

- Calcul : $\alpha = l_x/l_y$

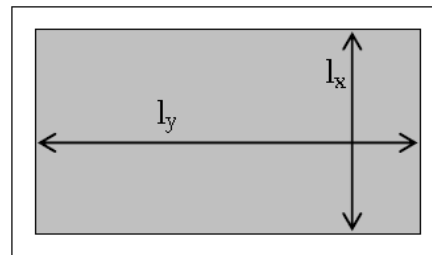


Figure V.5. Dalle pleine [10]

- Si: $\alpha < 0.40 \Rightarrow$ La dalle porte dans un seul sens: le sens de l_x

- Si $\alpha > 0.4 \Rightarrow$ La dalle porte dans deux sens: le sens de l_x et de l_y

V.3.1. Déterminer l'épaisseur de la dalle:

L'épaisseur minimale h de la dalle est fixée selon la nature de la portance et la continuité de la dalle [5] :

$$\frac{h}{l_x} \geq \begin{cases} \frac{1}{30} & \text{dalle continue avec } \alpha < 0.4 \\ \frac{1}{40} & \text{dalle continue avec } \alpha > 0.4 \end{cases} \quad (\text{V.1})$$

Cette règle garantit une rigidité suffisante pour limiter la flèche et les risques de fissuration.

Combinaison d'action:

- À l'États Limites Ultimes (ELU): la charge ultime est donnée par :

$$P_u = 1.35G + 1.50Q \quad (\text{V.2})$$

- À l'États Limites de Service (ELS) : la charge de service est :

$$P_{ser} = G + Q \quad (\text{V.3})$$

A- Dalle portant dans un seul sens : $\alpha < 0.40$

- Calcul des sollicitations:

Pour une dalle simplement appuyée dans le sens lx , les moments et efforts tranchants sont :

- À l'États Limites Ultimes (ELU):

$$M_u = \frac{P_u l^2}{8} ; \quad V_u = \frac{P_u l}{2} \quad (V.4)$$

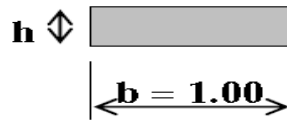
- À l'États Limites de Service (ELS) :

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} l^2}{8} \quad (V.5)$$

• Calcul des armatures de la dalle:

- Calcul de μ (rapport de sollicitation):

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad (V.6)$$



b : largeur considérée (en général 1 m).

d : hauteur utile de la section.

f_{bu} : résistance ultime du béton en flexion.

- Calcul de α (coefficient lié à l'armature) :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (V.7)$$

- Calcul du bras de levie Z :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad (V.8)$$

- Calcul de la section d'armature nécessaire A_s :

$$A_s = \frac{M_u}{Z f_{su}} \quad (V.9)$$

Où f_{su} est la limite d'élasticité de l'acier.

- Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_s \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d \quad (V.10)$$

- Calcul de la section des aciers de répartition:

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} \quad (V.11)$$

- Vérification de la section d'acier vis-à-vis du pourcentage minimal:

$$\left. \begin{array}{l} A_s \geq \\ A_{sr} \geq \end{array} \right\} A_{s \min} = \frac{0.8}{1000} b d \quad (V.12)$$

- Ecartement des barres:

✓ Cas de fissuration peu nuisible:

- Sens porteur:

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \quad (\text{V.13})$$

- Sens de répartition ou le moins porteur

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) \quad (\text{V.14})$$

✓ Cas de fissuration préjudiciable:

$$St \leq \min (2h ; 25 \text{ cm}) \text{ dans les deux sens} \quad (\text{V.15})$$

✓ Cas de fissuration très préjudiciable:

$$St \leq \min (1.5h ; 20 \text{ cm}) \text{ dans les deux sens} \quad (\text{V.16})$$

B- Dalle portant dans les deux sens : $0.40 \leq \alpha \leq 1$

Le ferrailage sera calculé dans les deux directions pour une bande de longueur l_x et l_y et de dimension (1m x h) [5].

- Calcul des sollicitations :

- À l'États Limites Ultimes (ELU) ($v = 0$):

$$\begin{cases} M_{ux} = \mu_x \cdot P_u \cdot l_x^2 \\ M_{uy} = \mu_y \cdot M_{ux} \end{cases} \quad (\text{V.17})$$

- À l'États Limites de Service (ELS) ($v = 0.20$):

$$\begin{cases} M_{ser\ x} = \mu_x \cdot P_{ser} \cdot l_x^2 \\ M_{ser\ y} = \mu_y \cdot M_{ser\ x} \end{cases} \quad (\text{V.18})$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont obtenus à partir de tableaux en fonction de α et de v

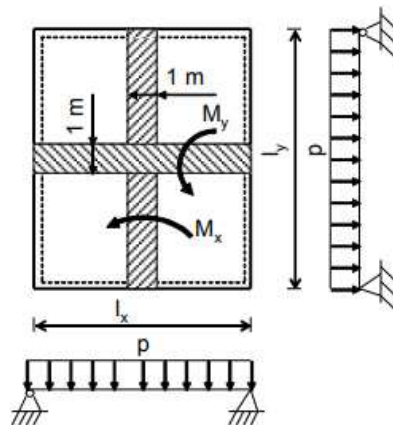


Figure V.6. Dalle portant dans les deux sens [10]

• **Calcul des armatures de la dalle:**

- Calcul des rapports de sollicitation μ_x et μ_y :

$$\mu_x = \frac{M_{ux}}{b d^2 f_{bu}} \quad ; \quad \mu_y = \mu_x \frac{M_{uy}}{M_{ux}} \quad (\text{V.19})$$

- Calcul des coefficients α_x et α_y :

$$\alpha_x = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}) \quad ; \quad \alpha_y = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_y}) \quad (\text{V.20})$$

- Calcul des bras de levier Z_x et Z_y :

$$Z_x = d(1 - 0.4 \alpha_x) \quad ; \quad Z_y = d(1 - 0.4 \alpha_y) \quad (\text{V.21})$$

- Section d'armature requise A_{sx} et A_{sy} :

$$A_{sx} = \frac{M_{ux}}{Z f_{su}} \quad ; \quad A_{sy} = \frac{M_{uy}}{Z f_{su}} \quad (\text{V.22})$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$\left. \begin{array}{l} A_{sx} \\ A_{sy} \end{array} \geq \right\} 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \quad (\text{V.24})$$

- Calcul des aciers supérieurs (armatures de chapeaux):

Ces armatures sont calculées pour reprendre les moments négatifs au niveau des appuis.

- Calcul du moment sur appui:

$$M_u A_x = 0.15 M_{ux} \quad (\text{V.25a})$$

$$M_u A_y = 0.15 M_{uy} \quad (\text{V.25b})$$

Calcul de du rapport μ :

$$\mu = \frac{M_u A}{bd^2 f_{bu}} \quad (\text{V.26})$$

Calcul de α :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (\text{V.27})$$

Calcul du bras de levier Z :

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) \quad (\text{V.28})$$

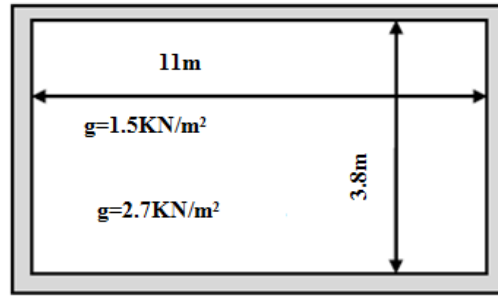
Section d'armature A_s :

$$A_s = \frac{M}{Z f_{su}} \quad (\text{V.29})$$

V.4. Exercice avec solution:

Exercice N°01:

Considérons une dalle de forme rectangulaire, de dimensions 3,80 m × 11,00 m, sollicitée par une charge uniformément répartie sur toute sa surface



Il est demandé de réaliser les étapes de dimensionnement suivantes :

- Déterminer le sens de portée principal de la dalle en fonction de son rapport de forme.
- Évaluer l'épaisseur minimale requise
- Calculer le moment fléchissant maximal et dimensionner les armatures nécessaires.

Les matériaux utilisés sont :

- Béton : $f_{c28}=25$ MPa
- Acier: $f_e=400$ MPa.
- La dalle est considérée en fissuration peu préjudiciable.

Solution:

Calcul du rapport α :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.8}{11} = 0.34 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans un seul sens: le sens de } l_x.$$

Epaisseur de la dalle:

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow h = \frac{380}{30} \geq 12.66 \text{ On prend } h=15\text{cm}.$$

- Calcul des sollicitations:

$$G = 1.5(0.15 * 25) = 5.25\text{KN}/\text{m}^2$$

$$Q = 2.7\text{KN}/\text{m}^2$$

- A ELS:

$$P_{ser} = G + Q = 7.95\text{KN}/\text{m}^2$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} l^2}{8} = 20.11\text{KN}.m$$

- A ELU:

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.14\text{KN}/\text{m}^2$$

$$M_u = \frac{P_u l^2}{8} = 14.35\text{KN}.m$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.0779$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.101$$

Calcul du bras de levier:

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 12.9cm$$

Calcul de la section d'armature:

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z f_{bu}} = 4.48cm^2 \text{ On prend } 6T10=4.71cm^2$$

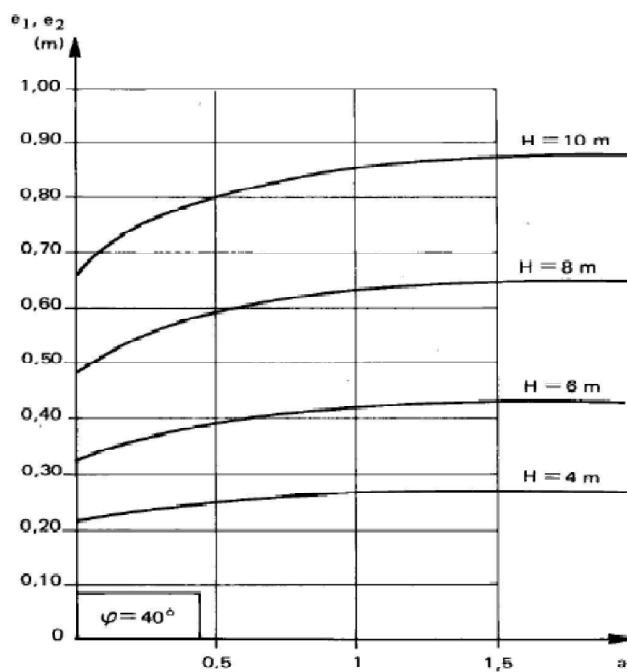
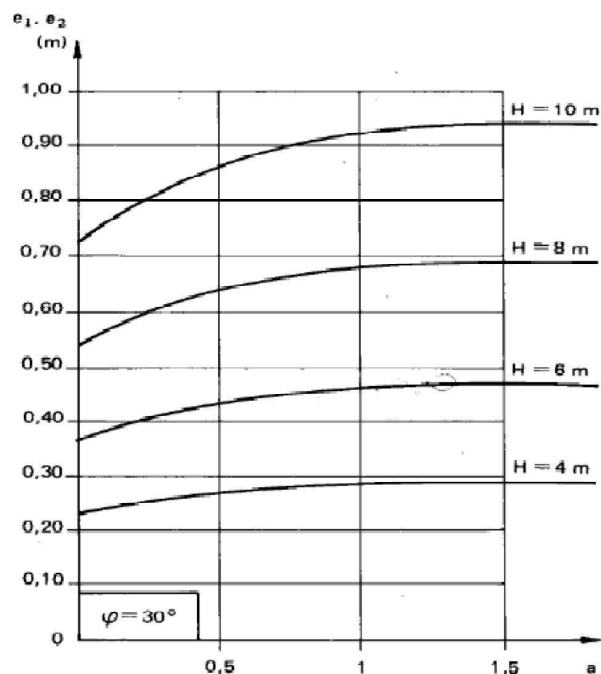
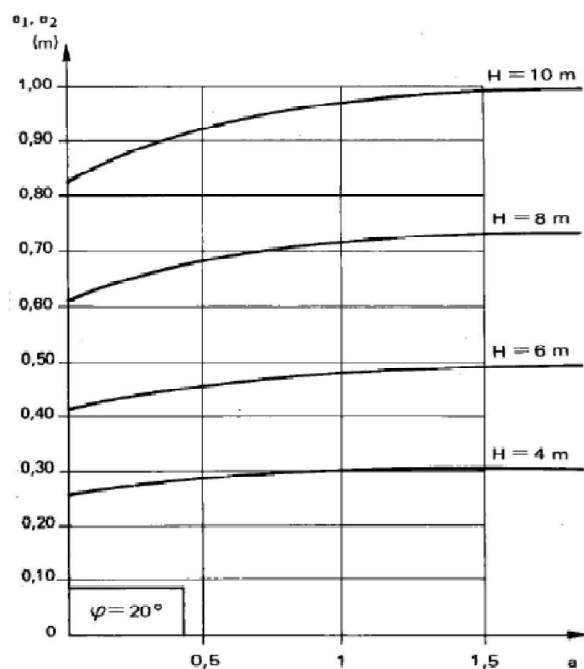
Références bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Belazougui, M., Calcul des ouvrages en béton armé, Office des Publications Universitaires, 2013.
- [2] Charon, P., Exercices de béton armé avec leurs solutions, Eyrolles, 1986.
- [3] Charon, P., Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé, Eyrolles, 1983.
- [4] Cherait, Y., Calcul des ouvrages en béton armé, Office des Publications Universitaires, 2015.
- [5] Fuentes, A., Béton armé : calcul des ossatures, Eyrolles, 1987.
- [6] Fuentes, A. & Thonier, H., Traité de béton armé, Eyrolles, 1982.
- [7] Guerrin, F., Traité de béton armé, Tomes 1 à 12, Eyrolles / Dunod, 1986.
- [8] Jalil, W. A., Morisset, A. & Perchat, J., Calcul du béton armé à l'état limite ultime, Eyrolles, 1976
- [9] Perchat, J. & Roux, J., Pratique du BAEL, Eyrolles, 2002.
- [10] Pflug, L. & Lestuzzi, P., Structures en barres et poutres, Traité de génie civil vol.4, 2014.
- [11] Renaud, H. & Lamirault, J., Béton armé : guide de calcul, Foucher, 1993.
- [12] Règlement Parasismique Algérien RPA 99/version 2003, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), 2003.
- [13] Souissi, A., Calcul en béton armé : Manuel complet selon BAEL 91, Kindle Edition, 2023.
- [14] Thonier, H., Conception et calcul des structures de bâtiment – Tome 3, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- [15] Walther, R. & Miehlebradt, M., Dimensionnement des structures en béton : bases et technologie, PPUR, 1990.
- [16] Ouvrages de soutènement – Guide de conception générale, SETRA F9849, 1998.
- [17] AFNOR, Travaux de bâtiment — Murs en béton banché, DTU 23.1 (NF P18-210), 1993.

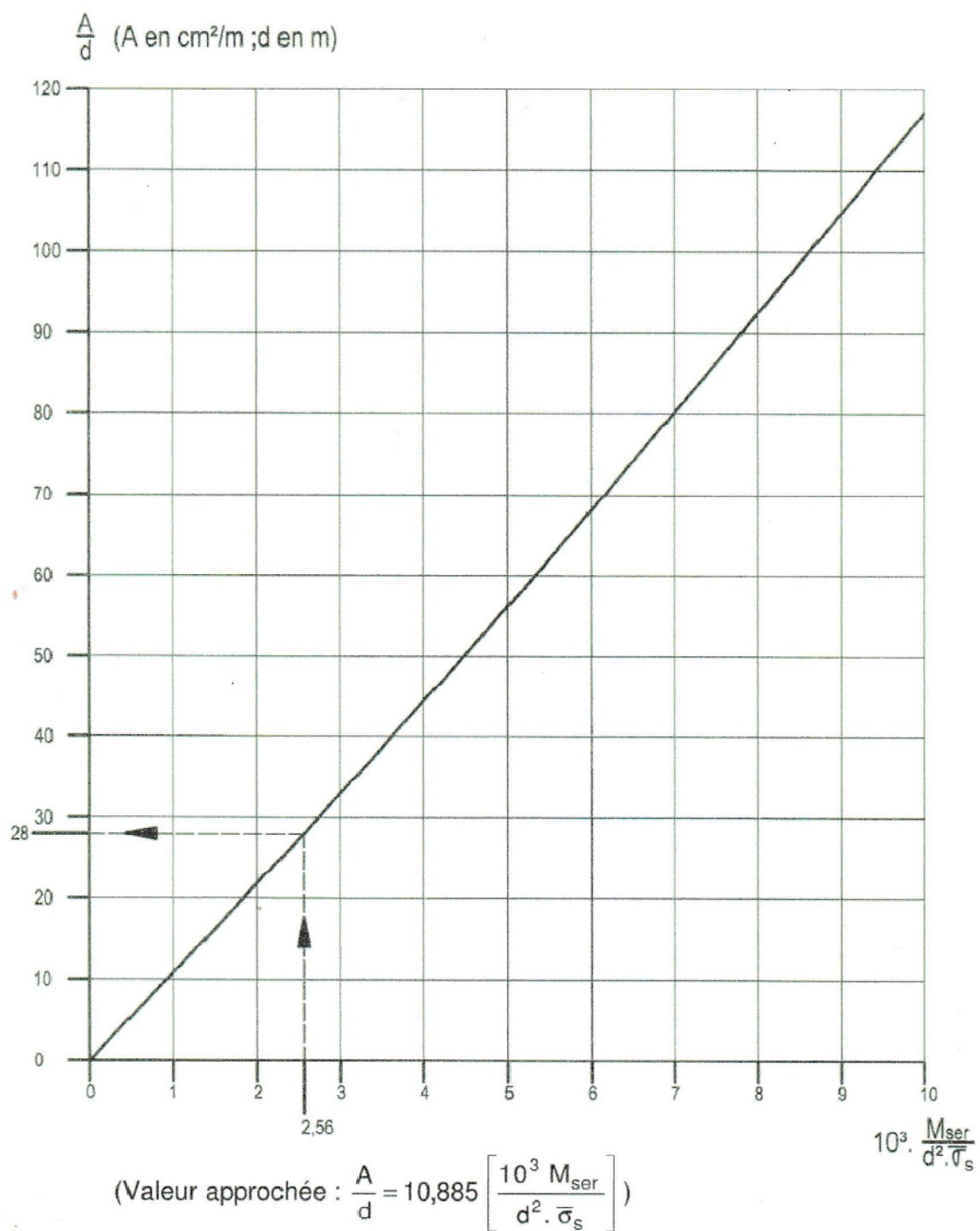
Annexes

ANNEXES 01



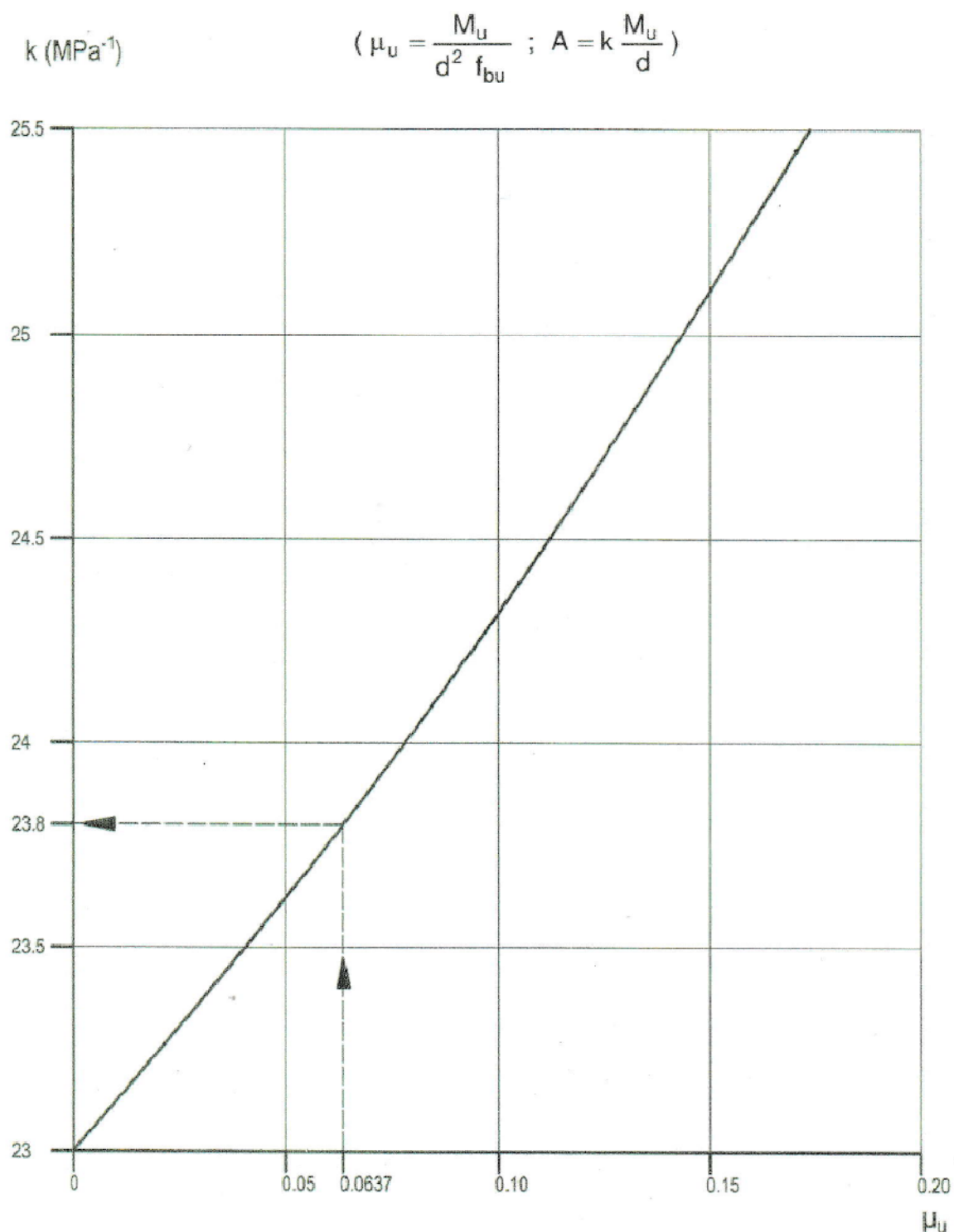
Abaque pour le dimensionnement des épaisseurs d'un murs de soutènement

ANNEXES 02



Abaque pour le calcul des section de treillis soudés à l'état limite de service

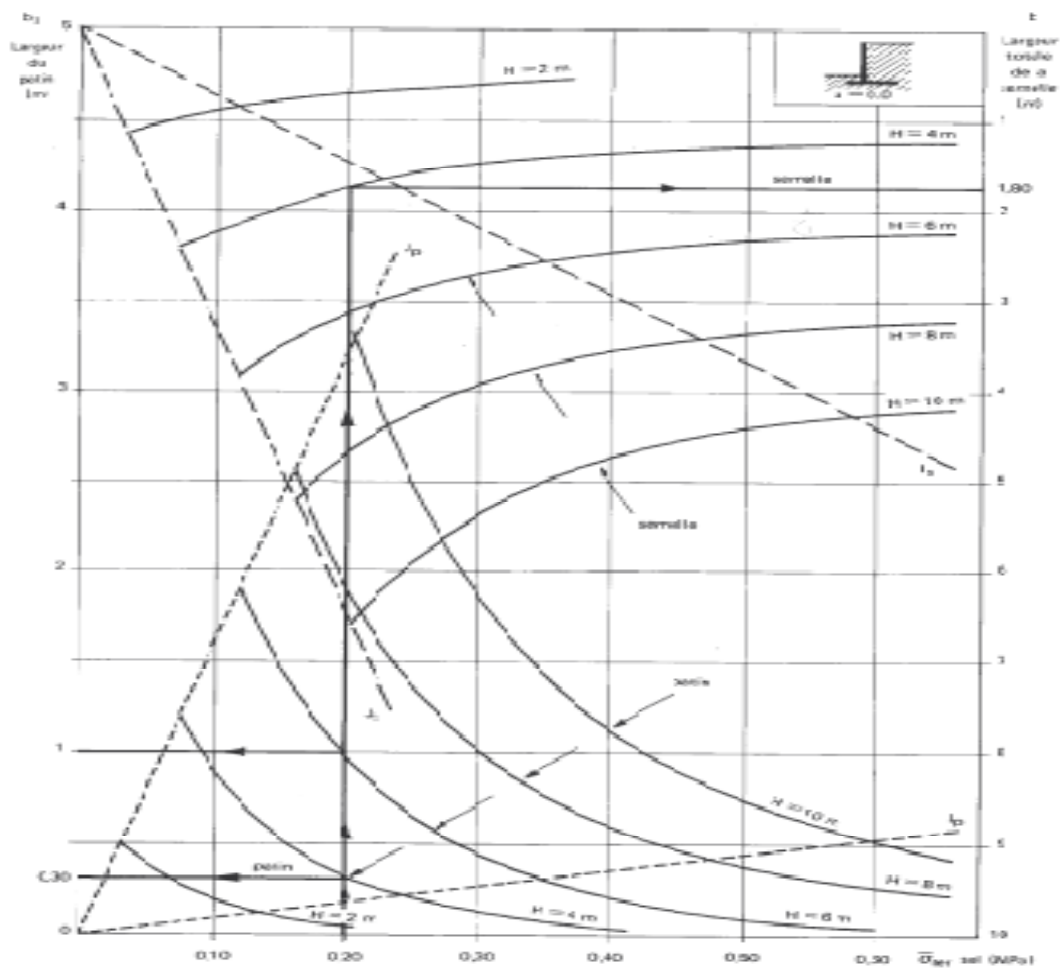
ANNEXES 03



Pour $\mu_u \leq 0,17$ on peut prendre $k = \frac{23}{1 - 0,6 \mu_u}$ (valeur approchée par léger excès)

Abaque pour le calcul des section de treillis soudés à l'état limite ultime

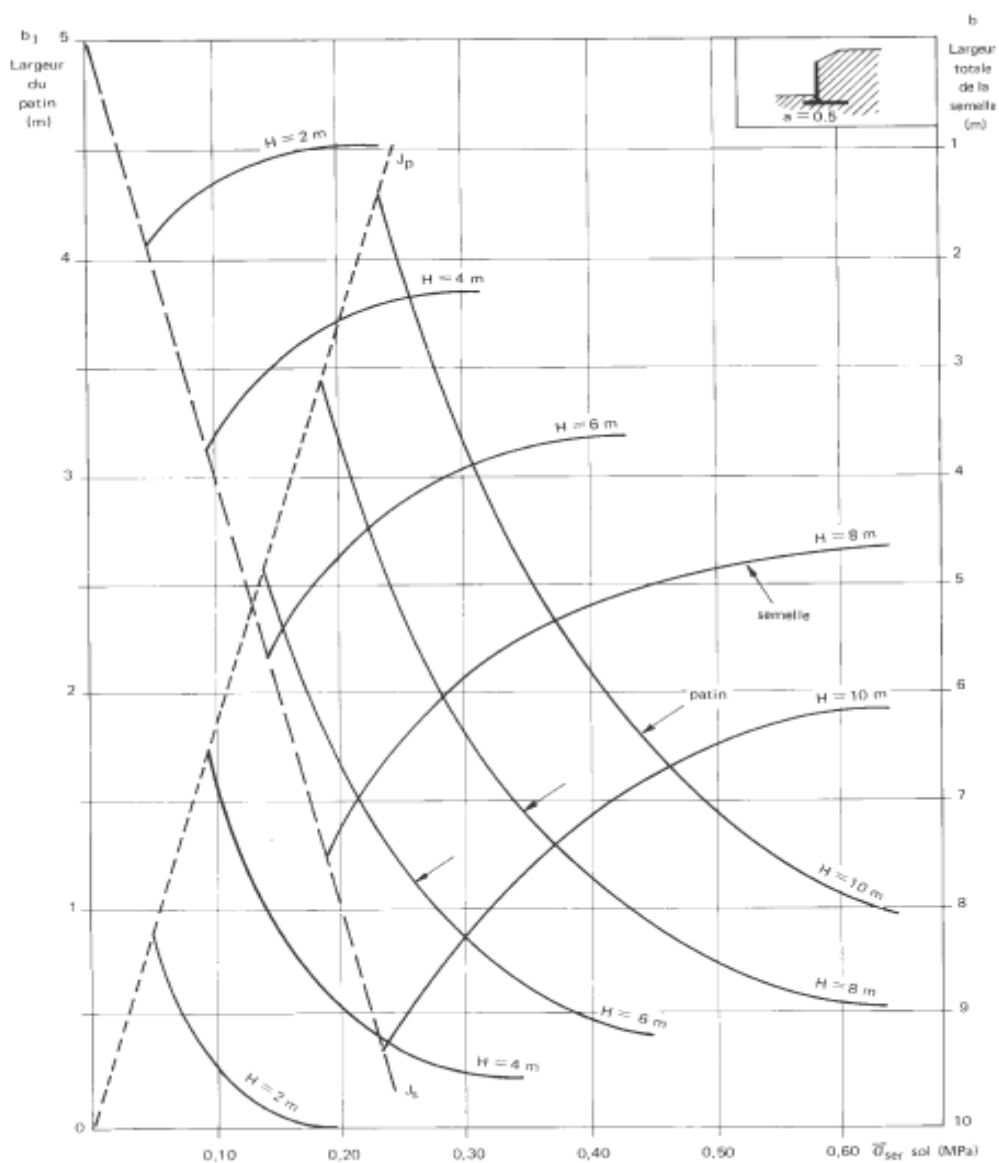
ANNEXES 04



Abaque pour le dimensionnement de la semelle d'un murs de soutènement

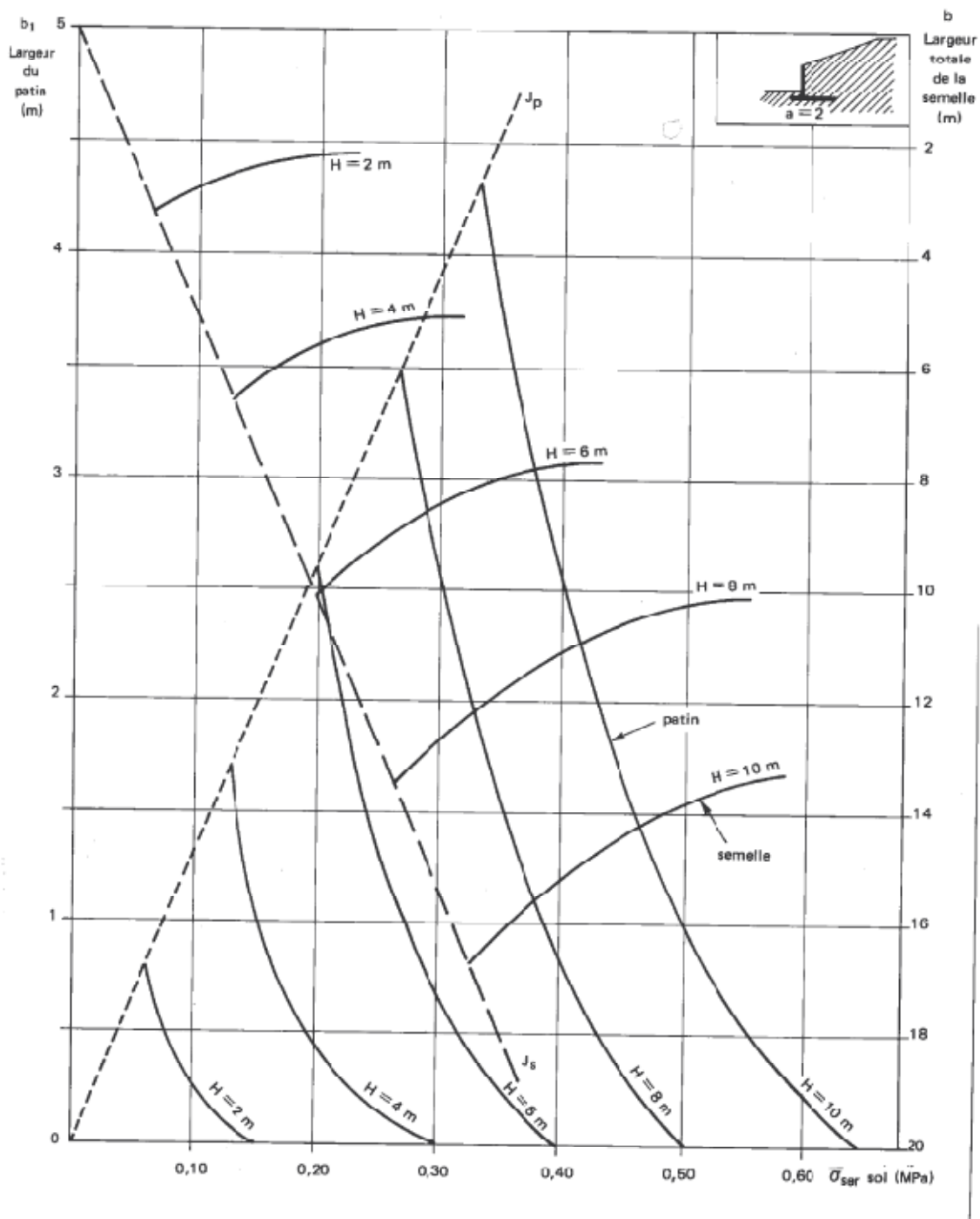
($a=0$)

ANNEXES 05



**Abaque pour le dimensionnement de la semelle d'un murs de soutènement
($a=0.5$)**

ANNEXES 06



Abaque pour le dimensionnement de la semelle d'un murs de soutènement

(a=2)