

**UNIVERSITE KASDI MERBAH - OUARGLA –**

**FACULTE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIE ET SCIENCES DE LA MATIÈRE**  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique



**MEMOIRE**

Master Académique en Génie Civil

Option : Construction Civil et Industriel

Présenté par : \* **MESSAI MOHAMMED HACENE**

\* **MEZZI TAHAR**

***THEME***

***ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE  
D'HABITATION A CONTREVENTEMENT  
MIXTE (PORTIQUE+VOIL)(R+5)***

Soutenu publiquement

Le 29 / 06 / 2013

Devant le jury :

Mme Akchiche. H

Maitre -Assistante 'B'

Président

UKM Ouargla

Mme Maouche.H

Maitre- conférence 'B'

Encadriste

UKM Ouargla

Mr Abbani.S

Maitre -Assistant 'A'

Examineur

UKM Ouargla

**Année Universitaire 2012/2013**

# REMERCIEMENTS

*Avant tout nous remercions dieu de nous avoir donné le courage, la patience et la chance d'étudier et de suivre Le chemine de la science.*

*Mes sincères remerciements et ma profonde gratitude s'adressent à mon promoteur M<sup>eme</sup> Maouche.H Maitre de conférence à l'université KASDI MERBAH de Ouargla, pour avoir accepté de diriger ce travail, pour la grande patience, ses encouragements, ses orientations et ses conseils précieux,*

*Vive gratitude à M<sup>eme</sup> Akchiche.h. Maitre assistante à l'Université KASDI MERBAH de Ouargla, pour l'honneur qu'il ma fait de présider le jury de ce mémoire.*

*Mes remerciements vont aussi à M<sup>r</sup>.Abani.S. Maitre assistant à l'Université KASDI MERBAH de Ouargla, pour avoir acceptés de juger le présent travail.*

*Nous tenant également à exprimer nos remerciements:*

*Tout les amis et les étudiants en particulier les amis les plus proches de promotion.*

*Et Je remercie infiniment NASARÉ ADJAIMI. et MEZIANI NEDJMA.*

*Enfin, je remercie tout les personnes qui de près ou de loin ont contribué à la réalisation de cette modeste étude.*

*HACENE ET TAHAR*

**Introduction générale**

Dans le cadre de notre mise en situation professionnelle, il nous a été confié l'étude d'un bâtiment(R+5) , présentant une structure dont le système de contreventement mixte (portique + voile) , ce bâtiment est implanté dans une région de sismicité (IIa) . Dans le cadre de cette étude , on a utilisé le logiciel de calcul Robot .les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant Les combinaisons est les dispositions constructives exigées par le BAEL et les RPA 99/version 2003 .

Pour atteindre ces objectifs, on a partagé le travail en 06 chapitres:

Chapitre I : Introduction et caractéristique des matériaux

Chapitre I : pré dimensionnement et descente des charges

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Chapitre IV : Etude dynamique

Chapitre V : calcul des éléments résistants

Chapitre VI : étude des fondations

Ce travail est clôturé par une conclusion générale.

# Listes des figures

## **I- Caractéristiques des matériaux**

<i>Fig (I.1) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.</i>	04
<i>Fig (I.2) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS</i>	04
<i>Fig (I.3) : Diagramme contraintes déformations</i>	06

## **II-Pré dimensionnement et descente des charges**

<i>Fig. (II.1): Coupe plancher à corps creux</i>	09
<i>Fig (II-2): Coffrage des poteaux.</i>	11
<i>Fig (II-3): Plancher type terrasse</i>	11
<i>Fig (II-4): Plancher type étage courant</i>	12
<i>Fig (II-5): Coupe de l'escalier</i>	14
<i>Fig (II -6): Remplissage en double paroi</i>	15
<i>Fig (II -7): Remplissage un selle paroi</i>	16
<i>Fig (II -8): Coupe de voile en élévation</i>	17
<i>Fig (II -9): Coupe de voile en plan</i>	17
<i>Fig (II -10): Coupe de poteau (B-5)</i>	18
<i>Fig (II -11): Coupe de poteau (D-1)</i>	22
<i>Fig (II -12): Coupe de poteau (D-4)</i>	25

## **III-Calcul des éléments secondaires**

<i>Fig (III-1) : Forme d'acrotère</i>	31
<i>Fig (III-2) : Ferrailage d'acrotère</i>	36
<i>Fig(III-3) :Forme de balcon</i>	37
<i>Fig (III-4 ) :Les différentes couches de balcon</i>	38
<i>Figure (III-5): Ferrailage du balcon</i>	43
<i>Fig(III-6) :Forme de plancher courant</i>	44
<i>Fig(III-7 ): Ferrailage de nervure courant</i>	54
<i>Fig (III -8 ): Forme de plancher courant</i>	55
<i>Fig (III-9) : Ferrailage de nervure2 courant</i>	61
<i>Fig(III-10): Ferrailage de nervure terrasse</i>	62
<i>Fig(III-11): Ferrailage de nervure terrassel</i>	70
<i>Fig(III-12): Forme plancherr terrasse</i>	71

<i>Fig(III-13):Ferrailage de nervure terrasse2</i>	77
<i>Fig (III-14):Coupe de l'escalier</i>	78
<i>Fig (III-15) : Coupe et vue de l'escalier.</i>	79
<i>Fig(III-16) :coupe de escalier</i>	80
<i>Fig(III-17) :Sollicitations de coupe</i>	80
<i>Fig(III-18) :Diagramme de l'efforts tranchant et moments fléchissant</i>	81
<i>Fig (III-19):Diagramme de l'efforts tranchant et moments fléchissant</i>	81
<i>Fig(III-20):Poutre palière</i>	86
<i>Fig (III-21):Ferrailage de l' escalier</i>	92
<i>Fig(III-22):Ferrailage de la poutre palier</i>	92
<b>IV- Etude Dynamique</b>	
<i>Fig (IV-1) : Forces sismiques</i>	101
<b>V- Calcul des éléments résistants</b>	
<i>Fig (V-1): Section de poteau</i>	116
<i>Fig (V- 2) : Ferrailage de Poteau</i>	119
<i>Fig( V-3): Section de Poutre 40x30</i>	123
<i>Fig (V-4): Section de Poutre 35x30</i>	128
<i>Fig (V-5):Ferrailage de la poutre principale 40x30</i>	133
<i>Fig(V-6):Disposition d'armature dans la poutre secondaire 35x30</i>	134
<i>Fig (V-7):Disposition des armatures verticales dans le voile</i>	135
<i>Fig (V-8):CDG de voile</i>	144
<b>VI- Etude des fondations</b>	
<i>Fig (VI.1): Dimensionnement d'une semelle carrée.</i>	146
<i>Fig (VI.2) : Diagramme du moment et effort tranchants</i>	151
<i>Fig( VI.3) :Ferrailage de semelle S<sub>1</sub></i>	155
<i>Fig( VI.4) :Ferrailage de semelle S<sub>2</sub></i>	156
<i>Fig( VI.5) :Ferrailage des longrines</i>	158

## Calcul des éléments secondaires

### **INTRODUCTION :**

C'est à partir de la contribution de chaque élément dans la résistance aux actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage qu'on peut classer les différents éléments structuraux (principaux ou secondaires). L'ensemble secondaire est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- ▶ **Acrotère**
- ▶ **Balcons.**
- ▶ **Planchers,**
- ▶ **Escaliers,**

Pour une meilleure appréciation du comportement de la structure, il est préféré d'intégrer la raideur de ces éléments au modèle, c'est-à-dire qu'on les fait explicitement participer au comportement de la structure.

Ces derniers feront l'objet de ce chapitre, où une étude détaillée d'un ensemble secondaire ressemblant à celui de la structure existante sera effectuée afin de mettre en évidence son état actuel.

Cette vérification sera faite avec une contrainte  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  pour l'ensemble des éléments secondaires, ainsi, on suppose que ces derniers ont été réalisés selon les plans d'exécution.

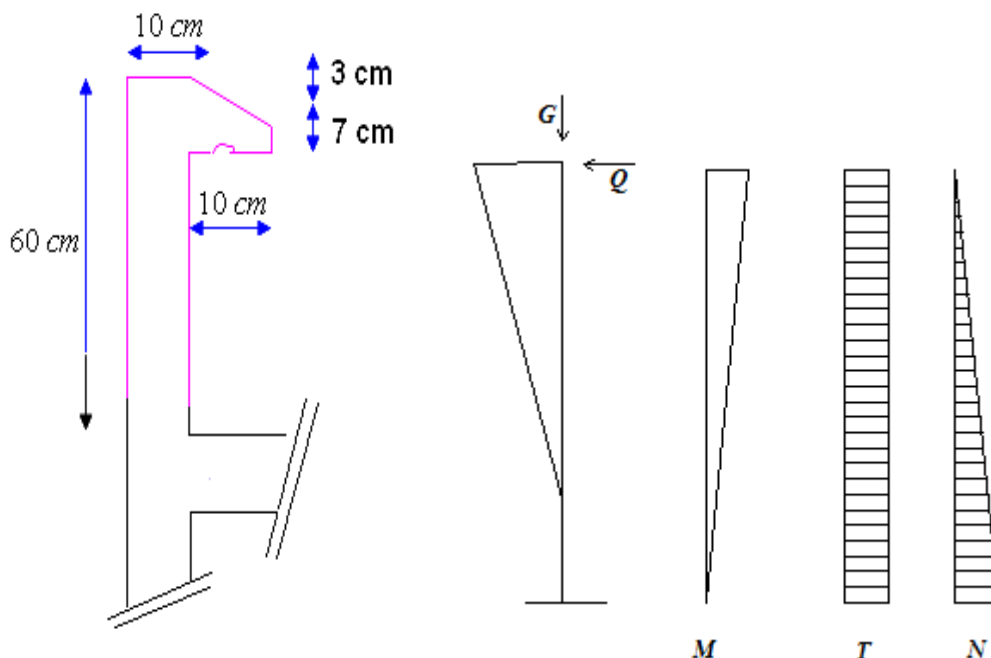
**III – 1 - Acrotère****-Introduction :**

- C'est un élément secondaire qu'on réalisera en béton armé placé au sommet de la structure, il a pour rôle :
- La protection de la ligne de jonction entre l'acrotère et les formes de pente contre les eaux – pluviales.
- La protection des ouvriers de maintenance (garde corps).
- La décoration extérieure.

**III-1-a- Mode de travail :**

L'acrotère se comporte comme une console encastrée au niveau du planche terrasse, il est sollicité par une flexion composée :

- Compression due a son poids propre  $G$  considéré comme effort normal.
- Flexion extrémité due à la main courant.

**III-1-b-Dimensionnement :**

(Fig.III-1) :Forme D'acrotère

**III-1-2- Calcul de l'acrotère :**

Le (RPA 99/version2003) art 6.2.3 concernant le calcul des forces horizontales «  $F_p$  », qui agissent sur les éléments non structuraux. Ces derniers sont calculés à l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

$A$  : Coefficient d'accélération, il dépend de la zone et groupe d'usage.

$C_p$  : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires.

$W_p$  : Poids d'élément considéré.

Nous avons :

- Le bâtiment concernant notre ouvrage correspond au groupe usage IIa ( $A=0.25$ ).
- Selon le tableau 6.1 ( $C_p = 0.8$ ).

\* Poids propre :

$$\begin{aligned} G_1 &= (S_1 + S_2 + S_3) \gamma_b \\ &= [ (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03/2) ] \times 2500 \\ G_1 &= 171.25 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

\* Poids de mortier de ciment :

$$\begin{aligned} G_2 &= (0.6 \times 0.01 + 0.5 \times 0.01) \times 2000 \\ G_2 &= 22 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

Alors le poids total est de :

$$W_p = G_1 + G_2 = 171.25 + 22 = 193.25 \text{ Kg /ml}$$

**III-1-2-a-Calcul de la force horizontal :**

$$F = \max ( Q , F_p )$$

Pour la charge due à la main courante  $Q = 100 \text{ Kg /ml}$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 193.25 = 154.6 \text{ Kg /ml}$$

Donc nous devons calculer l'acrotère supposé sollicité par un effort horizontal au sommet égal à  $F = 154,06 \text{ Kg /ml}$

**III-1-2-b- Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait sur une bande à section rectangulaire ( voir la figure ), qui est soumise à la flexion composée ou :  $M_f = F \cdot h \cdot M_f = F \cdot 0.6 = 92.76 \text{ Kg.m}$



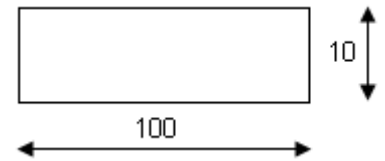
- **E.L.U**

$$N_u = N_G = 1 \times G = 1 \times 193.25 = 193.25 \text{ daN.}$$

$$N_G = \text{Action favorable permanente}$$

$$M_U = 1.5 M_f = 1.5 \times 92.76 = 139.14 \text{ daN.m}$$

$$V_u = 1.5 k.Q = 1.5 \times 154.6 = 231.9 \text{ k g.}$$



- **E.L.S**

$$N_{ser} = 1 \times G = 193.25 \text{ daN}$$

$$M_{ser} = M_f = 92.76 \text{ daN.m}$$

- **Protection des armatures :**

D'après les règles BAEL art 7.1, l'enrobage de toutes armatures est au moins égale à  $C=2\text{cm}$

Pour les parois exposées aux intempéries on prend  $C = 3\text{cm}$ .

**III-1-3- Calcul des armatures :**

- **E.L.U**

Détermination de centre de pression :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{139.14}{193.25} = 0.72 \text{ m.}$$

$$e = 7.2\text{cm} > h/2 = 5\text{cm.}$$

Alors  $e > h/2$  donc l'effort normal est un effort de compression et centre de pression «e» se trouve à l'extérieure de la section alors la section est partiellement comprimée .

La section sera calculée à la flexion simple , sous l'action d'un moment fictif .

$$M_A = M_U + N_U a \quad ( a = h/2 - c )$$

$$M_A = 139.14 + 193.25 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right)$$

$$M_A = 143 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b b d^2} = \frac{1430}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.020$$

$$\mu < \mu_1 = 0.392 \implies \text{par d'armature comprimées ( } A' = 0 \text{ )}$$

$$\alpha = 0.0525 \quad \beta = 0.99$$

Armature due à la flexion simple .

$$A_f = \frac{M_A}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{143 \times 10}{0.99 \times 7 \times 348} = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N_U}{100 \sigma_s}$$

$$A = 0.59 - \frac{193.25 \times 10}{100 \times 348} = 0.535 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de non-fragilité :**

$$A_{min1} = 0.23 b d f_{t28} / f_c = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

• **Valeur mainal d'armature :**

$$A_{min2} \geq 0.0025 b h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{max} = (A_{cal}, A_{min1}, A_{min2}) = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{ad} = 5 T 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des armatures :**

$$St \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \quad \Longrightarrow \quad St \leq 30\text{cm}$$

En prend  $St = 20 \text{ cm}$  .

\* **Contrainte de cisaillement :**

La fissuration est considérée préjudiciable donc :

$$\tau_u \leq \min (0.1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$$

$$v_u = 1.5 Q = 1.5 \times 154.6 = 231.9 \text{ dan}.$$

$$b_0 = 100 \text{ cm} \quad d = 7 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{2319}{1000 \times 70} = 0.033 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc armatures transversale ne sont par nécessaires .

- **Armature de répartition :**

$$A_r = A_{ad} / 4 = 2.51 / 4 = 0.625 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4 T 6 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad St = 15 \text{ cm} .$$

**\* Vérification à E.L.S :**

Contrainte maximale de béton comprimé :

On doit vérifier que  $\sigma_e \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte des armatures tenue :

Comme l'acrotère est exposé aux intempéries ; il faut que :

$$\sigma_s \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right) \quad \sigma_s < \min ( 266.66 ; 240 )$$

$\eta$  : coefficient de fissuration ( pour HA on prend  $\eta = 1.6$  )

$$\sigma_s \leq 240 \text{ MPa}$$

Le contrainte  $\sigma_s$  peuvent être déterminée par l'application de la formule 77 (BAEL. Exercice).

$$P = -3c^2 + \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c)$$

$$Q = -2c^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2$$

$A'$  : les armatures comprimées  $A'=0$ .

$$G_{BC} = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = \frac{92.76}{193.25} = 0.48 \text{ m}$$

$$C = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} - \frac{h}{2}$$

$$C = \frac{92.76}{193.25} - \frac{0.1}{2} = 0.43 \text{ m}$$

$C$  : la distance entre le centre de pression et fibre la plus comprimée compte tenue travée de la couvension ( BAEL )  $C = 0.43 \text{ m}$

$$P = -3(43) + \frac{90 \times (2.51)}{100} (7 - 43) = -210.324$$

$$q = -2(43)^2 - \frac{90 \times (2.51)}{100} (7 - 43)^2 = -6625.664$$

Donc il faut résoudre l'équation :

$$y_2^3 + p.y_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 210.324y_2 - 6625.664 = 0 \quad y_2 = \text{racine de l'équation .}$$

$$y_2 = 46.325 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + c = 46.325 - 43 = 3.325 \text{ cm}$$

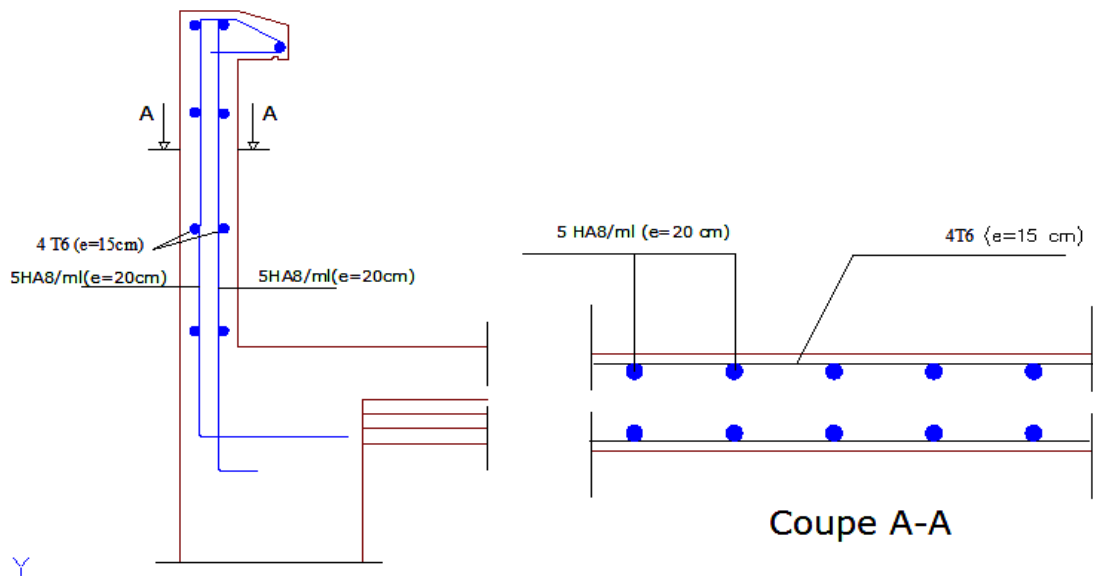
$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$$

$$S = \frac{100 \times 3.325^2}{2} + 15[-2,51(7 - 3.325)] = 414.417$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \cdot S} = \frac{193.25}{100 \times 414.417} = 0,00466$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,00466 \times 3.325 = 0,0155 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0,00466 \times (7 - 3.325) = 0.253 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$



(Fig III-2) : Ferrailage D'acrotère

**III -2- balcon :**

Le balcon est une dalle pleine étudiée comme une console encastrée soumise à la flexion simple. Dans le calcul on prend une bonde de 1 mètre linéaire.

**III.2.1 - Pré Dimensionnement D'épaisseur :**

$$L_{max} = 1.20 \text{ m}$$

$$e \geq \left( \frac{1}{15} + \frac{1}{10} \right) L_{max} \dots \dots \dots (\text{BAEL})$$

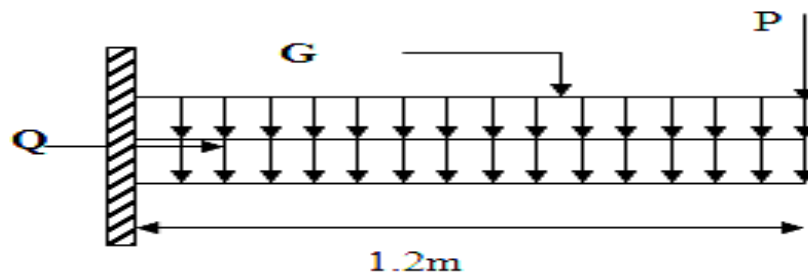
On prend :  $h = 15 \text{ cm}$

il s'agit d'une console sollicitée par (G, P, et Q) tels que :

G : charge permanente (balcon).

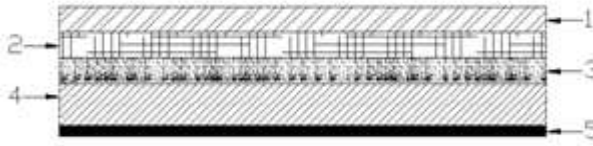
Q : surcharge d'exploitation.

P : charge concentrée du mur en briques creuses



(Fig.III-3) : **Forme DE BALCON**

- D'après la descente des charges, on a :

**III -3-1-a-Evaluation des charges :**

(Fig.III-4) Les différentes couches de balcon

**2 – Évaluation des charges****\* Balcon d'étage courant :**

Carrelage	(e=2 cm)	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
Mortier	(e=2 cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
Lit de sable	(e=2 cm)	$0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
Dalle pleine	(e=15cm)	$0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
Enduit ciment	(e=2cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
		<b>Total = 535 kg/m<sup>2</sup></b>

$$G = 535 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ Kg/m}$$

**\* Balcon terrasse :**

1- Gravillon roulé de protection	( $\gamma = 1900 \text{ dan/m}^3$ ) (3cm)	57 kg/m <sup>2</sup>
2- Étanchéité multicouche	(2 cm)	12 kg/m <sup>2</sup>
3- Isolation thermique (liège)	( $\gamma = 400 \text{ dan/m}^3$ ) (3cm)	12 kg/m <sup>2</sup>
4- Forme de pente	( $\gamma = 2200 \text{ dan/m}^3$ ) (5cm)	110 kg/m <sup>2</sup>
5- Dalle plein	( $\gamma = 2500 \text{ dan/m}^3$ ) (16cm)	400 kg/m <sup>2</sup>
6- Enduite en plâtre	( $\gamma = 1000 \text{ dan/m}^3$ ) (1.1cm)	11 kg/m <sup>2</sup>

$$G = 602 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

- charge permanente  $G = 535 \text{ Kg/m}^2$
- charge d'exploitation  $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$
- charge concentrée (brique creuse 10cm + enduit en ciment)  $P = 217.1 \text{ Kg/ml}$

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur donc:

$$G = 535 \text{ Kg/ml}, Q = 350 \text{ Kg/ml et } P = 217.1 \text{ Kg/ml}$$

### III -2-1-b Détermination des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m

**E.L.U :**

$$M_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times (L^2/2) + 1,35 \times P \times L$$

$$M_u = (1,35 \times 535 + 1,5 \times 350) \times (1,20^2/2) + 1,35 \times 217.1 \times 1,20 = 1249.72 \text{ Kg.m}$$

$$T_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times P$$

$$T_u = (1,35 \times 535 + 1,5 \times 350) \times 1,2 + 1,35 \times 217.1 = 1789.78 \text{ Kg}$$

**E.L.S :**

$$M_s = (G + Q) \times (L^2/2) + P \times L$$

$$M_s = (535 + 350) \times (1,20^2/2) + 217.1 \times 1,20 = 897.72 \text{ Kg.m}$$

- Les sollicitations sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau** Tableaux récapitulant les moments fléchissant et l'effort tranchant

(tableau-III-1) : L effort (moments+ l'effort tranchant)

	E.L.U	E.L.S
M (Kg.m)	1249.72	897.72
T (Kg)	1789.78	/

### III- 2 -2-Ferraillage:

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2}$$

$$C_0 \geq 2 \text{ cm (fissurations préjudiciable)}$$

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.50 \text{ cm} \Rightarrow \phi = 1.50 \text{ cm} \dots\dots$$

$$(BAEL91) C \geq 2 + \frac{1.50}{2} = 2.75 \text{ cm}$$

On adopte :  $c = 3 \text{ cm}$

**A - ELU :**

$$M_u = 1249.72 \text{ kg}, m$$

- **Moment réduit :**

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu} = 0.011 / (0.12^2 \times 14,17) = 0.054 < 0.186 \text{ (BAEL 91)}$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées}$$

$$\text{Domaine 1, } \sigma_s = 348 \text{ Mpa, } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.069$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 11,67 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 3.07 \text{ cm}^2$$

- **-Vérification :**

➤ Condition De Non Fragilité : [BAEL91 ]

$$\text{➤ } A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.739 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage Minimal : [BAEL91]

$$A_{\min}' \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 120 \times 15 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\min} ; A_{\min}')$$

$$\text{Soit : } A = 3.07 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres :**

$$\text{On adopte : } 4\text{HA } 12 = 4.52 \text{ cm}$$

- **Calcul de l'espacement :**

$$s_{tL} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33)$$

$$s_{tL} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60; 45)$$



Soit :  $S_t = 33\text{cm}$ .

### III-2-2-1- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

**5HA 8** = 2.51 cm<sup>2</sup> avec espacées de 20 cm.

### Vérification au cisaillement :

On doit vérifier :

$$\tau_u < \tau_u' \quad \tau_u = \frac{Vu_{\max}}{bod}$$

$$Tu = Rb = 2307,184 \text{ kg}$$

$$\tau_u = 1789.78 / 12 \times 120 = 1,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min(2.50 ; 4 \text{ MPa}) = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u'$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### B - E.L.S : Vérification à E.L.S :D'après le BAEL

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et les armatures sont de classe FeF400. La vérification de  $\bar{\sigma}_b$  n'est pas nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = 1.39$$

$$\alpha = (1.39 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0.45$$

$$\alpha = 0.095 < \bar{\alpha} = 0.44 \dots \dots \dots (c.v)$$

### III-2-3- Étude du panneau terrasse :

$$P_u = 1.35 (602) + 1.5 (100) = 962.7 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = (P_u L^2) / 2 = (962.7) \cdot (1.35)^2 / 2 = 877.26 \text{ daN.m}$$

$$P_s = 602 + 100 = 702 \text{ daN/ml}$$

$$MS = \frac{702 \cdot (1.35)^2}{2} = 639.697 \text{ N.m}$$

$$\mu = M_u / d^2 f_{bu} = 0.00877 / (0.12^2 \times 14,17) = 0.0430 < 0.186 \text{ (BAEL 91)}$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \text{Pas d'armatures comprimées}$$

$$\text{Domaine 1, } \sigma_s = 348 \text{ Mpa, } \varepsilon_s = 10 \%$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 0.055$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) \quad Z = 0.12$$

$$A_s = 2.10 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) \quad \text{Soit : } A = 4 \text{ T } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

#### - Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.10 / 4 = 0.525 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_r = 3 \text{ T } 6 = 0.84 \text{ cm}^2$$

#### - Espacement des armatures :

- Dans la direction transversale :

$$S_t \leq \min (3h ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Dans la direction longitudinale :

$$S_l \leq \min (4h ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm} \quad \text{on adopte } S_l = 25 \text{ cm}$$

#### - Contrainte tangentielle :

$$T_u = P_u \cdot L = 962.7 \times 1.35 = 1299.65 \text{ dN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{1299.65}{1200 \times 120} = 0.009 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversale ne pas nécessaire.

#### \* Vérification de l' E.L.S :

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Selon le règle BAEL 83 art ( A.4.5.2 )

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{877.26}{639.697} = 1.37$$

$$\text{Donc : } \alpha = 0.05755 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \quad \dots\dots\dots (\text{cv}).$$

- Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de la  $\sigma_b$ .
- Comme la fissuration est peu nuisible alors pas de vérification  $\sigma_s$ .

**-Vérification de la flèche :**

Si la condition suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calcul la flèche

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots (cv).$$

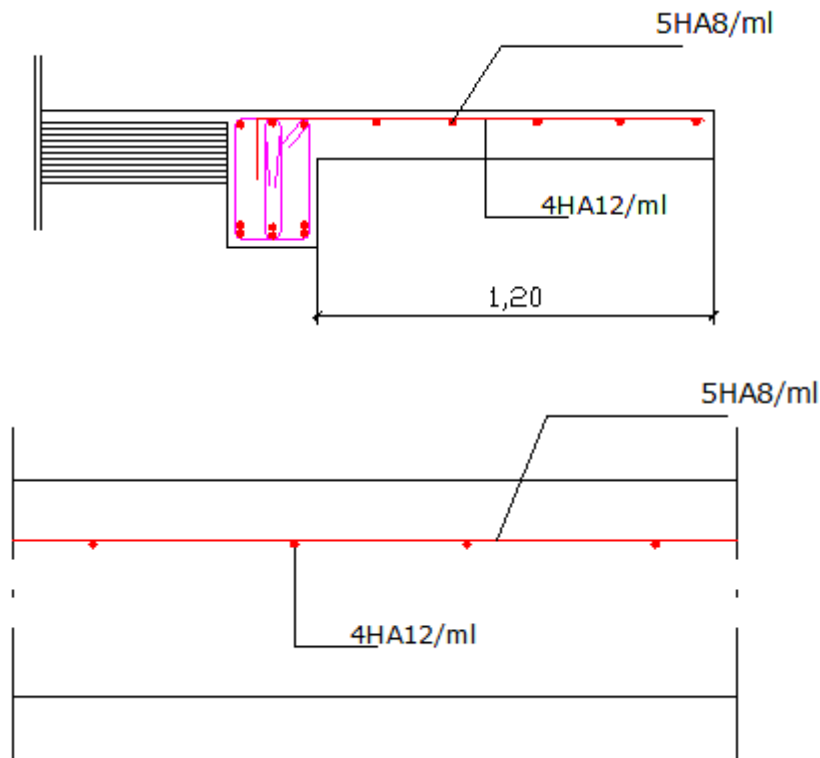
$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{donc ce cas } M_t = 0.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 > 0 \dots\dots\dots (cv).$$

$$3/ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.14}{120 \times 12} = 0.0022 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots (cv).$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

- Comme la condition est vérifiée alors la vérification de  $\overline{\sigma}_b$  n'est pas nécessaire. Donc pas de vérification à E.L.S.



(FigureIII-5): ferrailage du balcon

## **Présentation de l'ouvrage**

### **I-1 Introduction :**

Le présent projet consiste en l'étude d'un bâtiment (**R+5**) béton armé à usage (Habitation), implanté à la wilaya de Bouira, est classée en **zone sismique(IIa)**, selon le règlement parasismique algérien **RPA99/version2003**.

#### **I-1.1.caractéristiques géométriques :**

Notre bâtiment est en (**R+5**) : rez-de-chaussée + 5etage de même hauteur.

La terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien.

Les dimensions en élévation sont :

- Hauteur des étages courants..... 3.06m.
- Hauteur du rez-de-chaussée .....3.06m
- Hauteur totale du bâtiment ..... 18.96m.

Les dimensions en plan:

- Longueur totale du bâtiment en plan ..... 24.20m.
- Largeur totale du bâtiment en plan ..... 14.70m.

#### **I -1.2.description de l'ossature :**

##### **Plancher :**

J'ai opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

##### **Conception structurale :**

L'ouvrage considéré est une ossature mixte constituée de portique plus voiles en béton armé.

**Escaliers :** Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

**Maçonneries :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

**L'acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

**Terrasse :**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

**I-2.HYPOTHESES DE CALCUL :**

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

**I-2.1 Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) :** basé sur la théorie des états limites.

a. Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.
- **Hypothèses**

- ♦ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ♦ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ♦ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ♦ L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

b. Etats limites de service (ELS) : constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses**

- ♦ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ♦ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ♦ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ♦ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- ♦ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = 15E_b$  ;  $n = 15$ ).

**I-2.2 Le RPA99/version 2003 : (Règles Parasismiques Algériennes) :** c'est le code de calcul.

➤ **I-3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :**

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

➤ **I-3.1 Béton :**

➤ **Matières constitutives du béton :**

La composition courante d'  $1\text{m}^3$  de béton est la suivante :

- ♦  $350\text{ kg/m}^3$  de ciment de CPJ 325
- ♦  $400\text{ l/m}^3$  de sable  $D_s < 5\text{ mm}$
- ♦  $800\text{ l/m}^3$  de gravillon  $5\text{ mm} < D_g < 25\text{ mm}$
- ♦  $175\text{ l/m}^3$  d'eau de gâchage

➤ **Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :**

- ♦ **Masse volumique :** pour le béton non armé, elle est prise dans notre présente étude égale à  $2.5\text{ t/m}^3$ .
- ♦ **Résistances caractéristiques :** compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite  $f_{t28}$  et à la compression notée  $f_{c28}$  par des essais ; on a été amené à se fixer une valeur de  $25\text{MPa}$  pour  $f_{c28}$ , et par conséquent :  

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1\text{MPa}.$$

- ♦ Un contrôle régulier sur chantier est exigé.
- ♦ Contraintes limites :

1. à l'ELU : est notée  $f_{bu}$  tel que :  $f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28}$

Avec :  $\gamma_b = 1,15$  en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,50$  en cas de situation durable ou transitoire.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

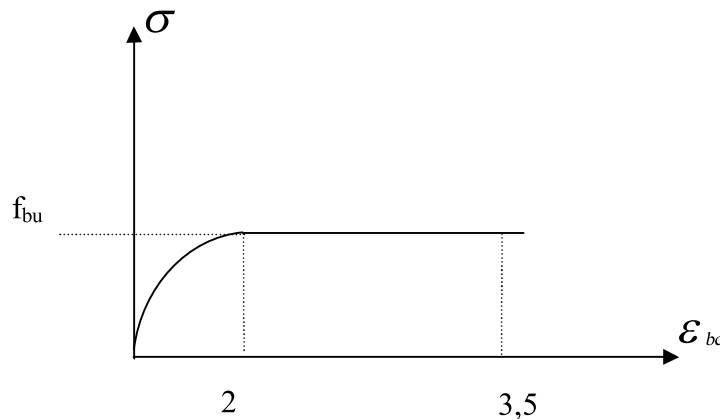


Figure (I.1) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

2. à ELS : est donné par  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

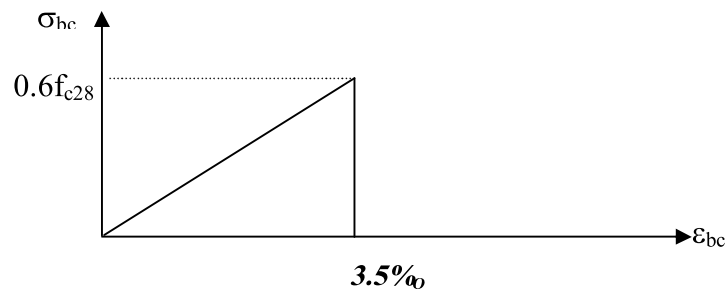


Figure (I.2) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

- ♦ Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'ou : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on

$$a : E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'ou : } E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

➤ **Coefficient de Poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " $\nu$ ". Conformément au règlement **BAEL 91**:

à l'ELU :  $\nu=0 \Rightarrow$  calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS :  $\nu=0,2 \Rightarrow$  calcul des déformations (béton non fissuré).

➤ **I-3.2 Acier :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ◆ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ◆ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000$  MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique **fe**. Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

**Tableau (I-1) : Caractéristiques mécaniques des aciers.**

Type	Nuance	Limite élastique $f_e$ (MPa)	$\epsilon_{es}$ ‰
<b>Barre HA</b>	FeE40	400	1.74
<b>Rond lisse</b>	FeE22	215	0.935
	FeE24	235	1.02
<b>Treillis</b>	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917

➤ **Contrainte limite de l'acier :**

➤ **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

$f_e$  : contrainte limite élastique.

$\epsilon_{es}$  : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\epsilon_{es} = \left( \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$  en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$  en cas de situations accidentelles.



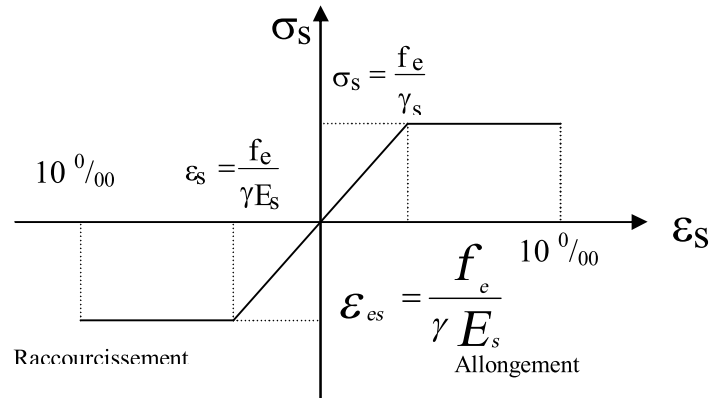


Figure I.3 diagramme contraintes déformations

➤ **Contrainte à ELS :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$  (MPa)
3. Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta)$  (MPa)

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta=1$  pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$  pour les aciers à haute adhérence (HA).

➤ **Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté  $\eta$  est le rapport suivant :  $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

$\eta$ : coefficient d'équivalence.

$E_s$ : module de déformation de l'acier.

$E_b$ : module de déformation du béton.

## Descente des charges

### **Introduction :**

Le pré- dimensionnement a pour but “le pré calcul “des sections des différents éléments résistants de la structure. Il sera fait selon **CBA** et le **RPA 99/ version 2003**.

Le but et d’arriver à déterminer des épaisseurs économique et sécuritaire afin d’éviter un sur coût d’acier et du béton.

### **II – 1 Pré dimensionnement des éléments**

#### **II - 1 -1- Planchers (Corps creux) :**

Dans notre projet on a un plancher en corps creux qui est généralement une aire plane, destinée à limiter des étages et à supporter les revêtements. Dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique: il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond.

#### **II - 1 – 1 – a - Hauteur du plancher :**

D'après les règles de BAEL 91 (Art-B-6-8-4.2.4) ; l'évaluation de la hauteur totale du plancher à corps creux peut s'exprimer par les formules suivantes:

$$\frac{l_{\max}}{25} \leq h \leq \frac{l_{\max}}{20}$$

$l_{\max}$  : Longueur entre nus.  $l_{\max} = 3,70 \text{ m}$

En prend :

$$14.8 \leq h \leq 18.50$$

On adopte  $h_t = 20 \text{ cm}$  (16+4)

**Remarque:** La portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis selon BAEL 91 (Art-B-6-1-1)

On va choisir:  $h_t = 20 \text{ cm}$ .

D'où  $\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm: hauteur de la table de compression} \\ 16 \text{ cm: hauteur du corps creux} \end{array} \right.$

**II- 1 – 1 - b- Poutrelles :**

On prend:  $0,3h_t \leq b_0 \leq 0,5h_t$

$$0,3 \times 20 \leq b_0 \leq 0,5 \times 20$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 10 \text{ cm}$$

$L$ : portée des poutrelles.

$L_0$ : entre nus des nervures.

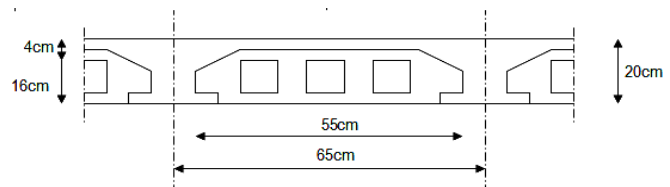
$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{10} \\ \frac{L_0}{2} \end{array} \right.$$

Le corps creux le plus couramment utilisé est de dimension (55 cm)

Alors:  $L_0 = 55 \text{ cm}$ .

$$\frac{b - b_0}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{370}{10} = 37,0 \text{ cm} \\ \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$



$$b = 27,5 \times 2 + b_0 = 55 + 10 = 65 \text{ cm.}$$

**Fig. II.1– Coupe plancher à corps creux**

**II- 1 - 2- Poutres :**

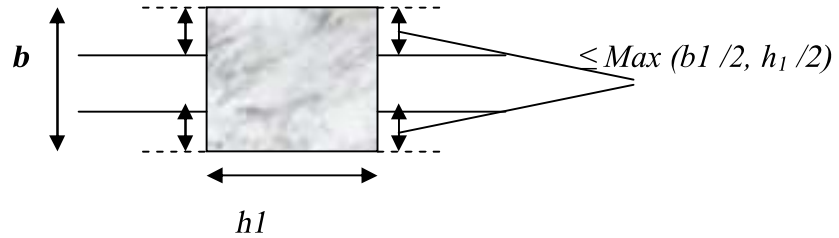
1) Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA99 suivant :

$$\left. \begin{array}{l} - b \geq 20 \text{ cm.} \\ - h \geq 30 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{Condition de flèche}$$

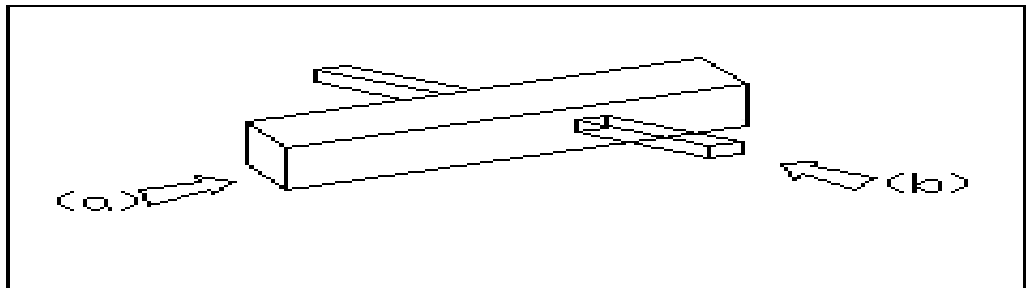
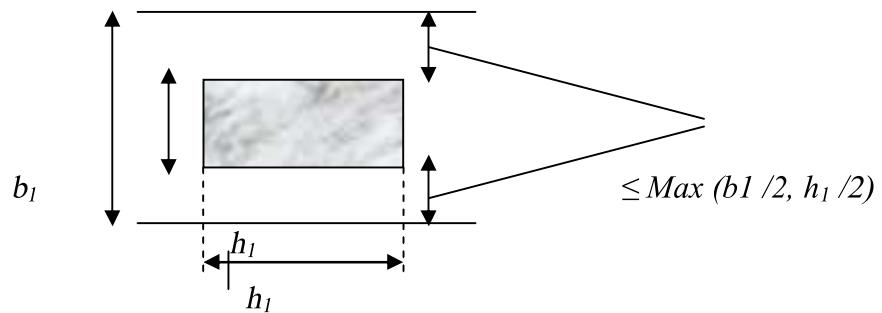
$$\left. \begin{array}{l} - h / b \leq 4,0 \\ - b_{\max} = 1,5 h + b_1 \end{array} \right\} \text{Condition de RPA}$$

2 ) D'après la formule empirique; les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante:  $L / 15 \leq h_t \leq L / 10$  avec  $b_1$  et  $h_1$

**cas (a)**



**cas (b)**



**Le sens transversal : Poutres secondaires**

$$L_{\max} = 3,70 : 0,24 \leq h_t \leq 0,37$$

Donc :  $h_t = 35\text{cm}$  et on prend  $b = 30\text{cm}$

**Le sens longitudinal : Poutres principales**

$$L_{\max} = 4,10 \text{ m} : 0,27 \leq h_t \leq 0,41$$

Donc :  $h_t = 40\text{cm}$  et  $b = 30\text{cm}$

$h/b = 1,33 < 4$  pour les poutres principales

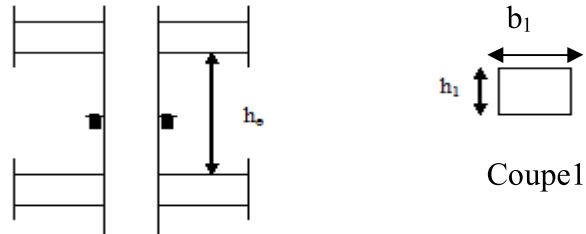
$h/b = 1,16 < 4$  pour les poutres secondaire

**Nota :** Les conditions de RPA99/v2003 sont vérifiées

### II - 1 -3- poteaux:

Soit ( $b_1 = 30 \text{ cm}$ ;  $h_1 = 30 \text{ cm}$ )

➤ Selon la R.P.A.99 : Pour zone IIa.



(Fig.-II-2)-Coffrage des poteaux.

$$- \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad (\text{c.v.}).$$

$$- \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_c / 20 \Rightarrow 30 \text{ cm} > 271 / 20 = 13.55 \text{ cm} \quad (\text{c.v.}).$$

$$- 1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \quad (\text{c.v.}).$$

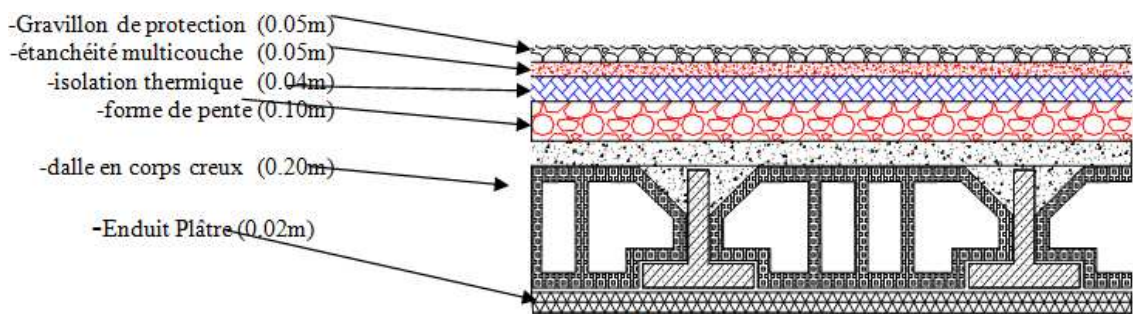
Dans notre on utilise des poteaux ( $30 \times 30 \text{ cm}^2$ )

### II – 2 - Evaluation des charges permanentes et d'exploitation :

$G$  : charges permanentes.

$Q$  : charges d'exploitations.

#### II-2- 1 - Plancher terrasse :

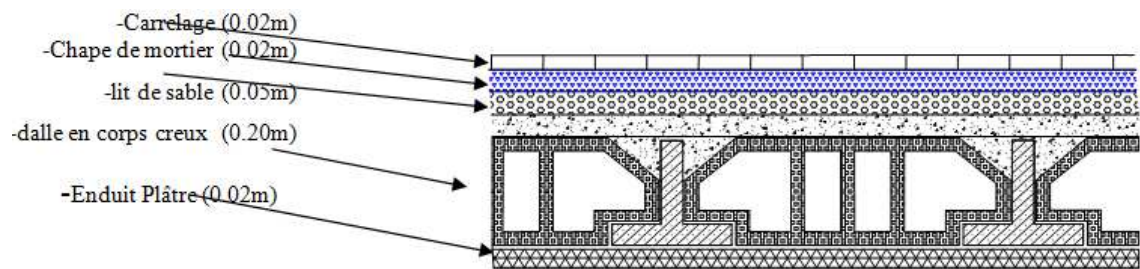


(Fig II.2) plancher type terrasse

( Tableau II – 1 ) : Evaluation des charge plancher terrasse

	$\rho$	$E$	$G$
Protection gravillon	1700	0.04	68
Etanchéité multicouche	600	0.02	12
Forme de pente	2200	0.07	154
Isolation thermique en liège	400	0,04	16
Dalle en corps creux (16+4)	1425	0.20	285
Enduit en plâtre	1400	0.02	28

$G =$	<b>563</b>	<b>(kg/m<sup>2</sup>)</b>
$Q =$	<b>100</b>	<b>(kg/m<sup>2</sup>)</b>

**II - 2 – 2 - Plancher courant :**

(Fig. II.3) plancher type étage courant

(Fig. II.4) plancher type étage courant

(Tableau II – 2) : Evaluation des charge planché étage courant

	$\rho$	$G$	$E$
Carrelage	2200	44	0.02
mortier de pose	2000	60	0.03
Lit de sable	1700	34	0.02
Dalle en corps creux	1360	285	0.20
Enduit en plâtre	1400	28	0.02
Cloison intérieure	750	75	0.1

$G =$	<b>526</b>	<b>(kg/m<sup>2</sup>)</b>
$Q =$	<b>150</b>	<b>(kg/m<sup>2</sup>)</b>

**-Charges d'exploitation****(Tableau II - 3) Valeurs des surcharges.**

<i>Elément</i>	<i>Surcharge (daN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>Plancher terrasse</i>	<i>100</i>
<i>Plancher étage courant</i>	<i>150</i>
<i>Balcon</i>	<i>350</i>

**II - 2 - 3 -les Escaliers :****Dimensions**

- **hauteur de marche :**  $14 \leq h \leq 18$  , on prend:  $h= 17$  cm
- **largeur de marche:**  $24 \leq g \leq 32$ cm , on prend:  $g= 30$  cm.
- **Vérification de la formule de BLONDEL**  
 $59 \leq g + 2h \leq 66 \Leftrightarrow 59 \leq 30 + 2.17 \leq 66 . \dots\dots\dots cv$
- **Longueur du palier:**  $l = 3,80 - 2,40 = 1,40$  m
- **Emmarchement E:**  $\frac{290 - (10)}{2} = 1.40$ m
- **Nombre des marches :**  $n = H/h = 306/17 = 18$  marches

coupe(1-1):  $H' = 153$ cm

$$n = (153/17) = 9 \text{ marche} \Rightarrow L = (n-1) g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

Coupe (2-2):  $H_2' = 153$ cm

$$n = (153/17) = 9 \text{ marche} \Rightarrow L = (n-1) g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$L = 240 \text{ cm}$$

- **L'angle d'inclinaison ( $\alpha$ ) :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

L'épaisseur de la paillasse « **ep** »:

$$L_o = \sqrt{L^2 + H^2} = 284.62 \text{ cm} \Rightarrow L' = L_o + L_l = 284.62 + 140 = 424.62 \text{ cm}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow \frac{424.62}{30} \leq e_p \leq \frac{424.62}{20}$$

$14.15 \leq e_p \leq 21.23$ , mais en prend  $e_p = 15 \text{ cm}$

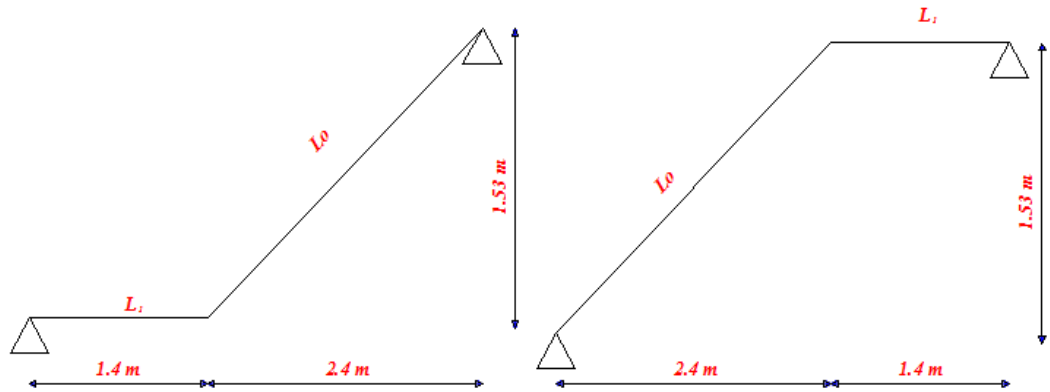


Fig.-II-5-coupe de l'escalier

**Evaluation des charges :**

**A - Paillasse :**

(Tableau II- 4 ). Les charges de volée

Charges permanents	Poids volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges(Kgm <sup>2</sup> )
Poids propre des marches	2200	0.17/2	187
-Poids propre de la paillasse	2500	0.15/cosα	444.68
-Lit de sable	1700	0.02	34
-Chape de mortier	2200	0.02	44
-Carrelage	1400	0.02	28
-Enduit plâtre			
<b>Total</b>		<b>G<sub>Volée</sub></b>	<b>777,68</b>
		<b>Q<sub>Volée</sub></b>	<b>250</b>



**B-Palier:****(Tableau II- 5 ). Les charges de Palier**

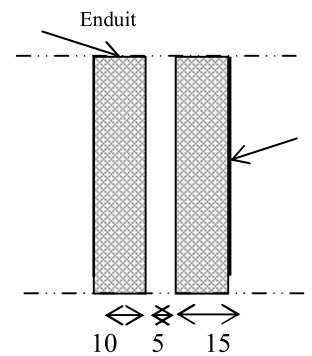
<b>Charges permanents</b>	<b>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>Charges (Kg/m<sup>2</sup>)</b>
-Dalle pleine en B.A	2500	0.15	375
-Lit de sable	1700	0.03	51
-Chape de mortier	2000	0.02	40
-Carrelage	2200	0.02	44
-Enduit plâtre	1400	0.02	28
<b>Total</b>		<b>G<sub>Palier</sub></b>	<b>538</b>
		<b>Q<sub>Palier</sub></b>	<b>250</b>

**II - 2 – 4 - Cloisons extérieures:**

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :

- **Murs extérieurs** : (Tableau II- 6) Les charges de paroi extérieures

	<b>P</b>	<b>e</b>	<b>G</b>
Enduit extérieurs	2000	0.02	40
Brique creuse	900	0.15	135
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1400	0.02	28

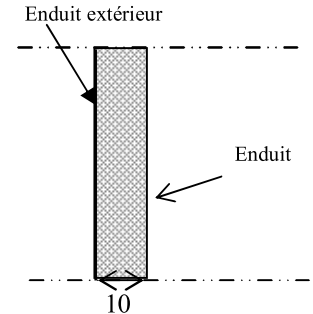


<b>G =</b>	<b>293</b>	<b>(kg/m<sup>2</sup>)</b>
<b>(30% d'ouverture) G =</b>	<b>205.1</b>	<b>(kg/m<sup>2</sup>)</b>

**Fig. II – 6 - remplissage en double paroi**

**-Murs intérieur**

	<b>P</b>	<b>e</b>	<b>G</b>
Enduit extérieur	2000	0.02	40
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1400	0.02	28



(Fig.II-7-) remplissage en paroi

(Tableau II-7). Les charges de paroi

<b>G =</b>	<b>158</b>	<b>(Kg/m<sup>2</sup>)</b>
<b>(30% d'ouverture) G =</b>	<b>110,6</b>	<b>(Kg/m<sup>2</sup>)</b>

**II - 2 -5 - pré dimensionnement des voiles**

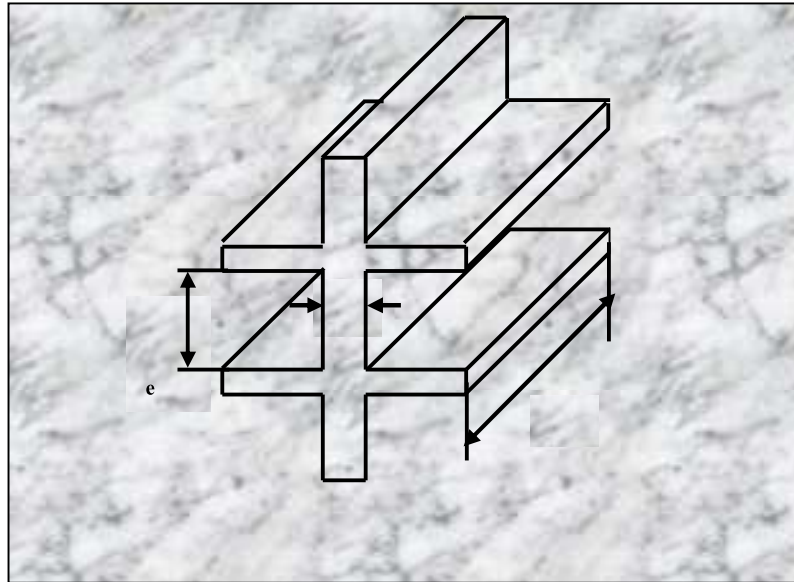
Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99V2003**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le **RPA99V2003** article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Où **L** et **e** sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99V2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité au extrémités comme indique la figure ci-après



(Fige II -8): Coupe de voile en élévation



(Fige II -9): Coupe de voile en plan

$$e \geq h_e/20 = 271/20 = 13,55 \text{ cm}$$

$$e \geq \text{Max} (10,84, 12,31, 13,55)$$

$e_{\text{max}} = 13,55 \text{ cm}$  en remarque  $e_{\text{max}} < e_{\text{min}} = 15 \text{ cm}$  :

On adopte Alors  **$e = 15 \text{ cm}$**

1- Enduit intérieur 2cm en plâtre

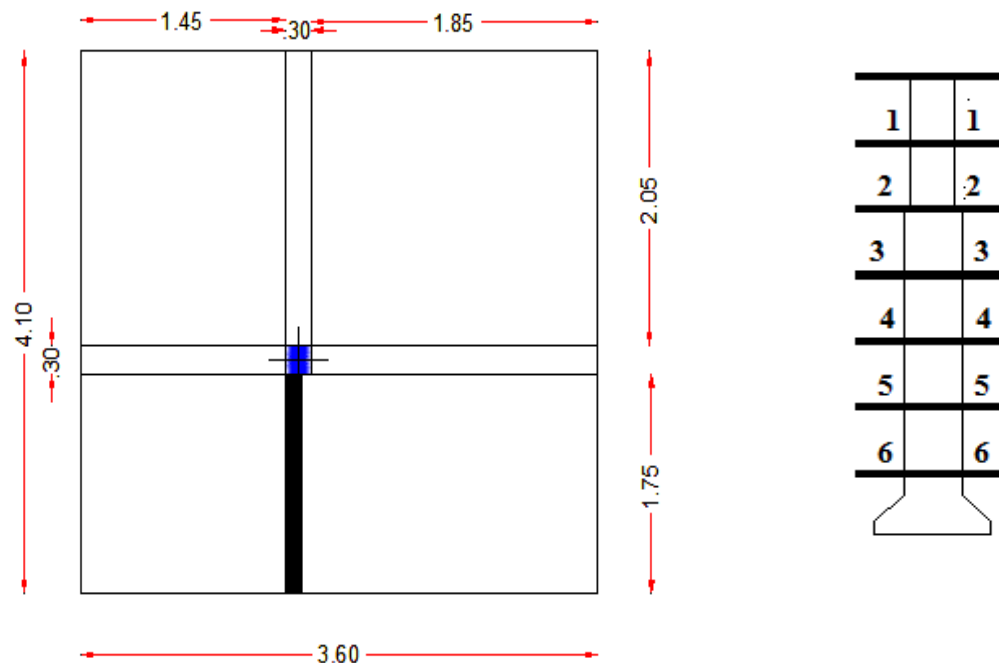
$$2 \cdot (1400 \cdot 0,02) = 56 \text{ kg/m}^2$$

2 – poids propre de voiles 15 cm

$$2500 \cdot 0,15 = 375 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 431 \text{ kg/m}^2$$

### II.2.7 Descente Des Charges Sur Le Poteau Adopté (B – 5) :



(Fig II -10): Coupe de poteau (B-5)

**La section totale terrasse :**  $S_{TQ} = 3,60 \times 4,10 = 14,76 \text{ m}^2$

**La section totale courant :**  $S_{TQ} = (4,10 \times 3,60) - (0,30)^2 - (1,45 \times 1,75) = 12,13 \text{ m}^2$

**La section nette courant :**  $S_{TPL} = (4,10 - 0,30) \times (3,60 - 0,30) - (1,45 \times 1,75) = 10,00 \text{ m}^2$

**La section nette terrasse :**  $S_{TPL} = (3,60 - 0,30) \times (4,10 - 0,30) = 12,54m^2$

**La charge de la Section adopté :** (Tableau II-8)

N°	Elément	G (Kg)	Q (Kg)
1 - 1	* <u>Charge Permanente :</u>		
	- Plancher Terrasse :		
	12.54 × 563	7060.02	
	Poutre p : 0.40 × 0.30 × 3.8 × 2500	1140	
	Poutre s : 0.35 × 0.30 × 3.3 × 2500	866.25	
	Poteau : 0.30 × 0.30 × 3.06 × 2500	688.5	
	Mur : 1.85 × 2.71 × 94.50	254.245	
	Voil : 431 × 1.75 × 2.66	2006.3	
	* <u>Sur Charge :</u>		1476
	100 × 14,76		
	Venant : 1-1	12015.31	1476
2 - 2	* <u>Charge Permanente :</u>		
	- Plancher Courant :		
	526 × 10.00	5260	
	Poutre p : 0.40 × 0.30 × 3.8 × 2500	1140	
	Poutre s : 0.35 × 0.30 × 3.3 × 2500	866.25	
	Poteau : 0.30 × 0.30 × 3.06 × 2500	688.5	
	Paillasse : 0.15 × (1.42 / cos32.51) ×	884.03	
	1.4 × 2500	265.54	
	Lesmarches 1.42 × (0.17/2) ×	473.77	
	1.4 × 2200	2006.30	
Mur : 1.85 × 2.71 × 94.50			
Voil : 431 × 1.75 × 2.66			
<u>Sur Charge :</u>		1819.5	
150 × 12.13			

3 - 3	Venant : 2-2	23599.7	3295.5
	<u>*Charge Permanente :</u>		
	-Plancher Courant :	5260	
	10.00× 526	1140	
	Poutre p : 0.40×0.30×3.8×2500	866.25	
	Poutre s :0.35×0.30×3.3×2500	688.5	
	Poteau : 0.30×0.30×3.06×2500	884.03	
	Paillasse : 0.15x(1.42/ cos32.51)x 1.4x2500	265.54 473.77	
	Lesmarches1.42x(0.17/2)x 1.4x2200	2006.30	
	Mur : 1.85x2.71x94.50 Voil : 431x1.75x2.66 Sur Charge 12.13× 150		1819.5
4 - 4	Venant : 3-3	35184.09	5115
	<u>* Charge Permanente :</u>		
	- Plancher Courant :	5260	
	526 × 10.00	1140	
	Poutre p : 0.40×0.30×3.8×2500	866.25	
	Poutre s :0.35×0.30×3.3×2500	688.5	
	Poteau : 0.30×0.30×3.06×2500	884.03	
	Paillasse : 0.15x(1.42/ cos32.51)x 1.4x2500	265.54 473.77	
	Les marches :	2006.30	
	1.42x(0.17/2)x1.4x2200 Mur : 1.85x2.71x94.50 Voil : 431x1.75x2.66 Sur Charge : 150 × 12.13		1819.5
	Venant : 4-4	46768.48	6934.5



$$G = 69937.26 \text{ kg}$$

$$Q = 10573.5 \text{ kg}$$

$$Nu = 1.35G + 1.50Q$$

$$Nu = 110275.55 \text{ kg}$$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 80510.76 \text{ kg}$$

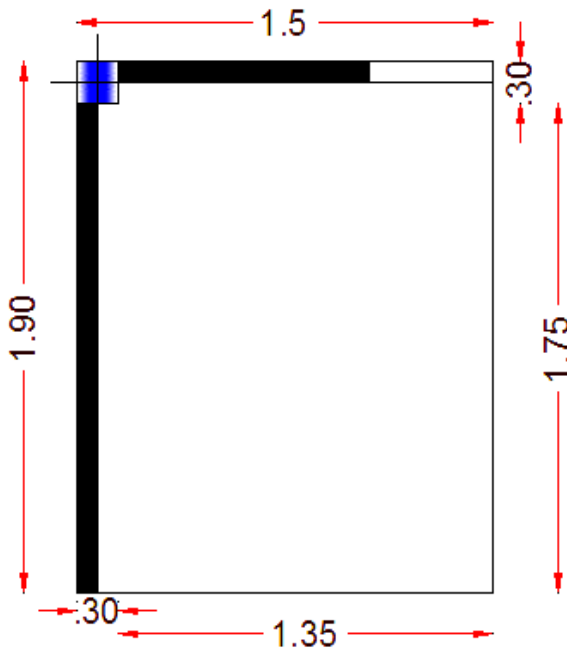
### II.2.7 Descente Des Charges Sur Le Poteau Adopté(D-1) :

$$\text{La section totale terrasse : } ST.Q = 1.9 \times 1.5 = 2.85 \text{ m}^2$$

$$\text{La section totale courant : } STQ. = (1.9 \times 1.5) - (0.30)^2 = 2.76 \text{ m}^2$$

$$\text{La section nette courant : } ST.PL = (1.75 \times 1.35) = 2.36 \text{ m}^2$$

$$\text{La section nette terrasse : } ST.PL = (1.75 \times 1.35) = 2.36 \text{ m}^2$$



( Fige II -11): Coupe de poteau(D-1)

La charge de la Section adopté :

(Tableau II-9).

	Elément	G (Kg)	Q (Kg)
<b>I - 1</b>	* <u>Charge Permanente</u> :		
	L'ACROTARE = $193.25 \times 3.4$	657.05	
	- Plancher Terrasse :	1328.68	
	$563 \times 2.36$	525	
	Poutre p : $0.30 \times 0.40 \times 1.75 \times 2500$		



	Poutre s : $0.30 \times 0.35 \times 1.35 \times 2500$ Poteau : $0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 2500$ Mur : $0.5 \times 2.71 \times 205.1$ Voil : $431 \times 2.75 \times 2.71$ * <u>Sur Charge</u> $100 \times 2.85$	354.375 688.5 277.91 3212.03	285
2 - 2	Venant : 1-1 * <u>Charge Permanente</u> : Plancher étage courant $526 \times 2.36$ Poutre p : $0.30 \times 0.40 \times 1.75 \times 2500$ Poutre s : $0.30 \times 0.35 \times 1.35 \times 2500$ Poteau : $0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 2500$ Mur : $0.5 \times 2.71 \times 205.1$ Voil : $431 \times 2.75 \times 2.71$ * <u>Sur Charge</u> : $150 \times 2.76$	7043.55 1241.36 525 354.375 688.5 277.91 3212.03	285 414
	Venant : 2-2 * <u>Charge Permanente</u> : Plancher étage courant: $526 \times 2.36$ Poutre p : $0.30 \times 0.40 \times 1.75 \times 2500$ Poutre s : $0.30 \times 0.35 \times 1.35 \times 2500$ Poteau : $0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 2500$ Mur : $0.5 \times 2.71 \times 205.1$ Voil : $431 \times 2.75 \times 2.71$ * <u>Sur Charge</u> : $150 \times 2.76$	13342.725 1241.36 525 354.375 688.5 277.91 3212.03	699 414
4 - 4	Venant : 3-3 * <u>Charge Permanente</u> : -Plancher étage courant: $526 \times 2.36$ Poutre p : $0.30 \times 0.40 \times 1.75 \times 2500$	19641.9 1241.36 525 354.375 688.5	1113

	Poutre s : $0.30 \times 0.35 \times 1.35 \times 2500$ Poteau : $0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 2500$ Mur : $0.5 \times 2.71 \times 205.1$ Voil : $431 \times 2.75 \times 2.71$ * <u>Sur Charge</u> : $150 \times 2.76$	277.91 3212.03	414
5 - 5	Venant : 4-4 * <u>Charge Permanente</u> : -Plancher étage courant: $526 \times 2.36$ Poutre p: $0.30 \times 0.40 \times 1.75 \times 2500$ Poutre s : $0.30 \times 0.35 \times 1.35 \times 2500$ Poteau : $0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 2500$ Mur : $0.5 \times 2.71 \times 205.1$ Voil : $431 \times 2.75 \times 2.71$ * <u>Sur Charge</u> : $150 \times 2.76$	25941.075 1241.36 525 354.375 688.5 277.91 3212.03	1527 414
6 - 6	Venant : 5-5 * <u>Charge Permanente</u> : Plancher étage courant: $526 \times 2.36$ Poutre p: $0.30 \times 0.40 \times 1.75 \times 2500$ Poutre s : $0.30 \times 0.35 \times 1.35 \times 2500$ Poteau : $0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 2500$ Mur : $0.5 \times 2.71 \times 205.1$ Voil : $431 \times 2.75 \times 2.71$ * <u>Sur Charge</u> : $150 \times 2.76$	32240.25 1241.36 525 354.375 688.5 277.91 3212.03	1941 414
		<b>38539.42</b>	<b>2355</b>

$$G = 38539.42 \text{ kg}$$

$$Q = 2355 \text{ kg}$$

$$Nu = 1.35G + 1.50Q$$

$$Nu = 55560.72 \text{ kg}$$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{se r} = 40894.42 \text{ kg}$$

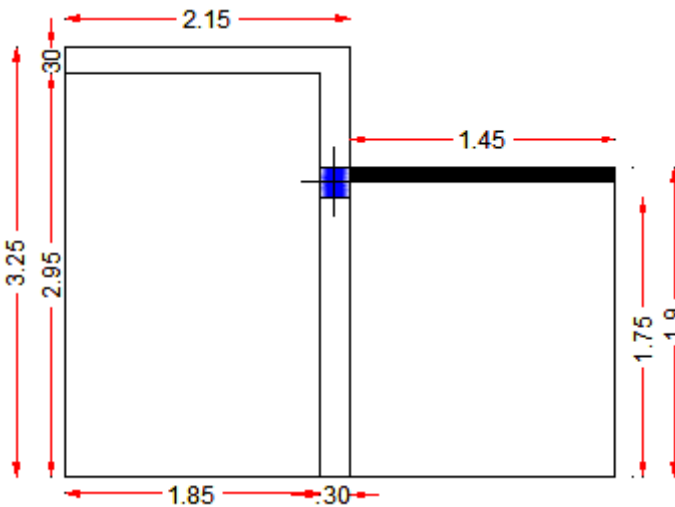
### II.2.7 Descente Des Charges Sur Le Poteau Adopté(D-4) :

**La section totale terrasse:**  $S_{TQ} = (3.25 \times 2.15) + (1.45 \times 1.75) = 9.5252 \text{ m}^2$

**La section totale courant :**  $S_{TQ.} = (3.25 \times 2.15) + (1.45 \times 1.75) - (0.30)^2 = 9.435 \text{ m}^2$

**La section nette courant :**  $S_{T.PL} = (2.95 \times 1.85) + (1.75 \times 1.45) = 7.995 \text{ m}^2$

**La section nette terras:**  $S_{T.PL} = (2.95 \times 1.85) + (1.75 \times 1.45) = 7.995 \text{ m}^2$



(Fige II -12): Coupe de poteau(D-1)

La charge de la Section adopté : (Tableau II-10).

N°	Elément	G (Kg)	Q (Kg)
1 - 1	* Charge Permanente :		
	L'ACROTARE= 193.25×4.8.	927.6	
	- Plancher Terrasse :	4501.185	
	563 × 7.995	885	
	Poutre p : 0.30×0.40×2.95×2500	1351.875	
	Poutre s : 0.30×0.35×5.15×2500	918	
	Poteau : 0.30×0.40×3.06×2500	2667.94	
	Mur : ((3.25-0.3)+(2.15-0.3))2.71× 205.1	1693.6	952.5
	Voil : 431× 1.45×2.71		
	* Sur Charge : 100 × 9.525		

2 - 2	* <u>Charge Permanente</u> .:	12945.2	952.5
	Plancher étage courant :	4205.37	
	526 × 7.995	885	
	Poutre p : 0.30×0.40×2.95×2500	1351.875	
	Poutre s : 0.30×0.35×5.15×2500	945	
	Poteau : 0.30×0.40×3.06×2500	918	
	Mur : ((3.25-0.3)+(2.15-0.3))2.71× 205.1	2667.94	
	Voil : 431× 1.45×2.71	1415.25	
* <u>Sur Charge</u> :		1415.25	
150 × 9.435			
3 - 3	* <u>Charge Permanente</u> .:	25333.635	2367.75
	Plancher étage courant :		
	526 × 7.995	4205.37	
	Poutre p : 0.30×0.40×2.95×2500	885	
	Poutre s : 0.30×0.35×5.15×2500	1351.875	
	Poteau : 0.30×0.40×3.06×2500	945	
	Mur : ((3.25-0.3)+(2.15-0.3))2.71× 205.1	918	
	Voil : 431× 1.45×2.71	2667.94	
* <u>Sur Charge</u> :	1415.25	1415.25	
150 × 9.435			
4 - 4	* <u>Charge Permanente</u> .:	37722.07	3783
	Plancher étage courant :		
	526 × 7.995	4205.37	
	Poutre p : 0.30×0.40×2.95×2500	885	
	Poutre s : 0.30×0.35×5.15×2500	1351.875	
	Poteau : 0.30×0.40×3.06×2500	945	
	Mur : ((3.25-0.3)+(2.15-0.3))2.71× 205.1	918	
	Voil : 431× 1.45×2.71	2667.94	
* <u>Sur Charge</u> : 150 × 9.435	1415.25	1415.25	
5 - 5		50110.505	5198.25

	<p><b>* Charge Permanente :</b></p> <p>Plancher étage courant :</p> <p>526 × 7.995</p> <p>Poutre p : 0.30×0.40×2.95×2500</p> <p>Poutre s : 0.30×0.35×5.15×2500</p> <p>Poteau : 0.30×0.40×3.06×2500</p> <p>Mur : ((3.25-0.3)+(2.15-0.3))2.71× 205.1</p> <p>Voil : 431× 1.45×2.71</p> <p><b>* Sur Charge :</b></p> <p>150 × 9.435</p>	<p>4205.37</p> <p>885</p> <p>1351.875</p> <p>945</p> <p>918</p> <p>2667.94</p> <p>1415.25</p>	<p>1415.25</p>
<b>6 - 6</b>	<p><b>* Charge Permanente :</b></p> <p>Plancher étage courant :</p> <p>526 × 7.995</p> <p>Poutre p : 0.30×0.40×2.95×2500</p> <p>Poutre s : 0.30×0.35×5.15×2500</p> <p>Poteau : 0.30×0.40×3.06×2500</p> <p>Mur : ((3.25-0.3)+(2.15-0.3))2.71× 205.1</p> <p>Voil : 431× 1.45×2.71</p> <p><b>* Sur Charge :</b> 150 × 9.435</p>	<p>62498.94</p> <p>4205.37</p> <p>885</p> <p>1351.875</p> <p>945</p> <p>918</p> <p>2667.94</p> <p>1415.25</p>	<p>6613.5</p> <p>1415.25</p>
		<p><b>74887.375</b></p>	<p><b>8028.75</b></p>

$$G=74887.375 \text{ kg}$$

$$N_u = 1.35G + 1.50Q$$

$$N_u = 113141.08 \text{ kg}$$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 82916.125 \text{ kg}$$

**b) Vérification De La Section Adoptée :****➤ Stabilité de forme :**

A partir de [BAEL91], il faut vérifier que  $N_u < \overline{N}_u$

**• Vérification au Flambement :**

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \quad ; \quad Lf = 0.7L_0$$

$$Lf = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad / \quad h=30\text{ cm} \quad , b = 30\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{Lf}{h} \times \sqrt{12} = (2.142/0.30) \times \sqrt{12} = 24.73$$

$$\lambda = 24.73 < 50 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.77$$

$$N_u \leq \overline{N}_u = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\gamma_b = 1.50; \quad \gamma_s = 1.15 \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$B_r = (h-2)(b-2) = (300-20) \times (300-20) = 78400 \text{ mm}^2$$

• Selon les R.P.A99 version 2003. la section de l'acier dans la zone IIa est :

$$A_{min}^{RPA} = (0.8/100) \times (b \times h) = (0.8/100) \times (300 \times 300) \quad A_{min}^{RPA} = 720 \text{ mm}^2$$

- Selon les règles BAEL83 est :

$$A_{min} \text{ BAEL} = \begin{cases} \frac{0.2x(hxb)}{100} = 180 \text{ mm}^2 \\ \frac{8x(h+b)}{100} = 48 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$A = \max (A_{minRPA}; A_{minBAEL}) = 980 \text{ mm}^2$$

- $N^- = 0.77 \times [(78400 \times 25) / (0.9 \times 1.5) + 720 \times (400 / 1.15)]$

- $N^- = 1310760.71 \text{ N} = 131076.071 \text{ kg}$

- la vérification se fait pour le poteau le plus sollicité

$$N_u = 113141.08 \text{ kg} < \bar{N} = 131076.071 \text{ kg} \dots\dots\dots (cv)$$

## Les Combinaisons d'actions

### **Introduction :**

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

### **V-1-Les combinaisons d'actions :**

#### **Règlement BAEL 91 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes  $G$  et les charges d'exploitation  $Q$

$$1,35 G + 1,5 Q \quad \text{à l'E.L.U}$$

$$G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

#### **Règlement RPA 99 :**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques  $E$ .

$$G + Q \pm E \quad (1)$$

$$0,8 G \pm E \quad (2)$$

#### **a-Pour le portique :**

##### **Les poteaux :**

$$\text{À l'ELU : } 1,35 G + 1,5 Q \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q$$

$$G + Q \pm 1,2E \quad \dots\dots\dots (\text{RPA99})$$

$$0,8 G \pm E$$

Sachant que :

- La combinaison ( $G + Q \pm 1,2E$ ) donne un effort normal maximal et un moment correspondant ( $N_{\max}, M_{\text{corr}}$ ).

→ Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

- La combinaison ( $0,8G \pm E$ ) donne un effort normal minimum et un moment correspondant ( $N_{\min}, M_{\text{corr}}$ ).



→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

**Les poutres :**

À l'ELU :  $1,35 G + 1,5 Q \cdot \alpha_{\gamma} \dots$  (BAEL 91)

À l'ELS : **G + Q**

$G + Q \pm E$  .....(RPA99)

$0,8 G \pm E$

La combinaison ( $G + Q \pm E$ ) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

- La combinaison ( $0,8G \pm E$ ) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

**b-Pour les voiles :**

$G + Q \pm E$  .....(RPA99)

**$0,8 G \pm E$**

**V-2-Ferrailage des éléments porteurs :**

**- Introduction**

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

**V-2-1- Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

**V-2-1-1 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

(Tableau. V.1) : Caractéristiques des matériaux

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_{\beta}$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_{\sigma}$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

**V-2-1-2- Le ferrailage :**

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

- ❖  $N$  est un effort de compression et le centre pression ( $c$ ) se trouve à l'extérieur de la section.
- ❖  $N$  est un effort de compression et le centre ( $c$ ) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

**V-2-1-3- Le Moment fictif :**

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right).$$

$$A = A^f \qquad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$N \left( d - c' \right) - M_a \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b.$$

(B)

(A)

**V-2-1-4- Combinaison des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

❖ **Selon le BAEL :**

- ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS :  $G + Q$

❖ **Selon le RPA99 :**

- $G + Q \pm E$  ( $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ )
- $0,8 G \pm E$  ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

**a/ Recommandation de (RPA 2003) :**

1/ Pourcentage minimal (zone IIa) : 0,8 %

2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement

3/ Diamètre minimum : 12 mm

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

**b/Armatures transversales :**

➤ **BAEL91** : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

2/ leur espacement :  $S_t \leq \min(15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales  $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si  $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

**RPA99(VER2003):**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$S_t$  : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale :  $S_t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante :  $S_t \leq 15 \phi_l$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

**c/ Combinaison de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

❖ D'après le **RPA99 ver 2003** :

$$\text{➤ } G + Q \pm E \dots\dots\dots (5.1)$$

$$\text{➤ } 0.8 G \pm E \dots\dots\dots (5.2)$$

❖ D'après le **BAEL 91** :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$$N^{max} : M^{correspondant}$$

$$N^{min} : M^{correspondant}$$

$$M^{max} : N^{correspondant}$$

❖ **Remarque :**

Le ferrailage de nos poteaux se caractérise par les 1 zones suivantes :

❖ Zone RDC :  $\rightarrow 5^{eme}$  étages

**(Tableau. V.2) : Résultat de sollicitation**

Comb	ELU		G+Q+E <sub>x</sub>		0,8G+E		ELS	
efforts	N <sub>max</sub>	M <sub>cor</sub>	M <sub>max</sub>	N <sub>cor</sub>	N <sub>min</sub>	M <sub>cor</sub>	N <sub>max</sub>	M <sub>cor</sub>
	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
	429.07	12.96	56.79	54.73	4.92	3.83	298.88	9.05

**Exemple de calcul :**

Soit le poteau du RDC (dimension 30X30) :

$$c = c' = 4 \text{ cm}; \quad s = 30 \times 30 (\text{cm}); \quad \text{acier } F_e E400; \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ Mpa}; \quad l = 3.06 \text{ m} : \text{ hauteur totale du Poteau.}$$

**V-2-1-5- Ferrailage longitudinal :**

$$N_{max} = 429070 \text{ N}; \quad M_{corr} = 12960 \text{ N.m}; \quad \text{la combinaison } (1.35 G + 1.5 Q)$$

$$M_{MAX} = 56790 \text{ N.m}; \quad N_{cor} = 54730 \text{ N}; \quad \text{la combinaison } (G + Q + E)$$

$$N_{min} = 4920 \text{ N}; \quad M_{corr} = 3830 \text{ N.m}; \quad \text{la combinaison } (0.8G + Ey)$$

❖ **(ELU):**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{12960}{429070} = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 3 = 5 \text{ cm}$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h) : h = 30 \text{ cm}$$

$l$  : hauteur totale du Poteau.

$l_f$ : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$2.142 < \max (15 ; 3.33)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \quad ; \quad \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 24.7$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.77$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.3} (2 + 2 \times 0.77) = 0.016 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 5 + 1.6 = 6.6$$

$$e = 6.6 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 429070 \times 0.06 = 25744.2 \text{ N.m}$$

**-Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 429070 \text{ N}; \quad M_{\text{corrigé}} = 25744.2 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). b.h. \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 30 - 0.81 \times 4) 30 \times 30 \times 14.2 \text{ (N.m)}$$

$$A = 87798.6 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 25744.2 + 429070 \left( 0.26 - \frac{0.3}{2} \right) = 72941.9 \text{ N.m}$$

$$B = 429070 (0.26 - 0.04) - 72941.9 \text{ N} = 21453.5 \text{ N.m}$$

$A > B$ ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{729419}{14.2 \times 30 \times 26^2} = 0.25$$

$$\overline{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}; \quad \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.36; \beta = 0.85)$$

$$A_r = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = 9.48$$

$$A = A_r - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 9.48 - \frac{729419}{100 \times 348} = 7.38 \text{ cm}^2$$

**(G+Q±E):**

$$M_{\text{MAX}} = 56790 \text{ N.m}; \quad N_{\text{cor}} = 54730 \text{ N.}$$

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{56790}{54730} = 1.03 \text{ m} = 103 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 103 = 107 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.3} (2 + 2 \times 0.77) = 0.016 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 107 + 1.6 = 108.6$$

$$e = 108.6 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 54730 \times 1.086 = 59436.78 \text{ N.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 54730 \text{ N}; M_{\text{corrigé}} = 59436.78 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 30 - 0.81 \times 0.04) 30 \times 30 \times 14.2 \text{ (N.m)}$$

$$A = 128791.72 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 59436.78 + 54730 \left(0.26 - \frac{0.3}{2}\right) = 65457.08 \text{ N.m}$$

$$B = 54730(0.26 - 0.04) - 59436.78 = 47396.18 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{59436.78}{14.2 \times 30 \times 26^2} = 0.2$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \text{accidentel}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.28, \beta = 0.88)$$

$$A_r = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = 7.46 \text{ cm}^2$$

$$A = A_r - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 7.46 - \frac{54730}{100 \times 400} = 6.09 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{59436.78}{14.2 \times 30 \times 26^2} = 0.2$$

$$\overline{\sigma_b} = 18.5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \text{accidentel}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.28; \beta = 0.88)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = 7.46 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 7.46 - \frac{54730}{100 \times 400} = 6.09 \text{ cm}^2$$

❖ **(0,8G+E):**

$$N_{\min} = 4920 \text{ N}; \quad M_{\text{corr}} = 3830 \text{ N.m}$$

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{3830}{4920} = 0.77 \text{ m} = 77 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 1.3 = 3.3 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.4} (2 + 2 \times 0.75) = 0.027 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.3 + 2.7 = 6$$

$$e = 6 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 645000 \times 0.006 = 3870 \text{ N.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 645000 \text{ N}; \quad M_{\text{corrigé}} = 3870 \text{ N.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 30 - 0.81 \times 0.04) 30 \times 30 \times 14.2 \text{ (N.m)}$$

$$A = 128791.72 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$



$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 3870 + 645000(0.26 - \frac{0.3}{2}) = 74820 \text{ N.m}$$

$$B = 364800(0.26 - 0.04) - 91564.8 = 25171.2 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{74820}{14.2 \times 30 \times 26^2} = 0.25$$

$$\overline{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow (\alpha = 0.00063 \beta = 0.999)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\overline{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{915648}{400 \times 0.999 \times 36} = 6.428 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \overline{\sigma}_s} = 6.42 - \frac{364800}{100 \times 400} = -2.7 \text{ cm}^2$$

**- Vérification des sections : RPA (99ver2003)**

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

**Etage RDC-5<sup>eme</sup> :**

$$A_{\min} = 0.8\% (h \cdot b) = 0.008 (30 \times 30) = 7.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone II}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.008bh = 7.2 \text{ cm}^2$$

**- Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.**

$$A_{\min} = 0.23 d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.94 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 30) \text{ cm}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) = 7.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4T12 + 4T14 = 10.68 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 30) \text{ cm}$$

**- Vérification à l'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de ( $N_{\text{ser}}$ ,  $M_{\text{ser}}$ )

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

la contrainte d'acier est limitée par :  $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

**Pour le premier cas on a :**

$$N_{ser} = 298880 \text{ N}; M_{ser} = 9050 \text{ N.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{9050}{298880} = 0.03 \text{ m} \quad e_0 = 0.03 < \frac{h}{6} = \frac{0.3}{6} = 0.1 \text{ m}$$

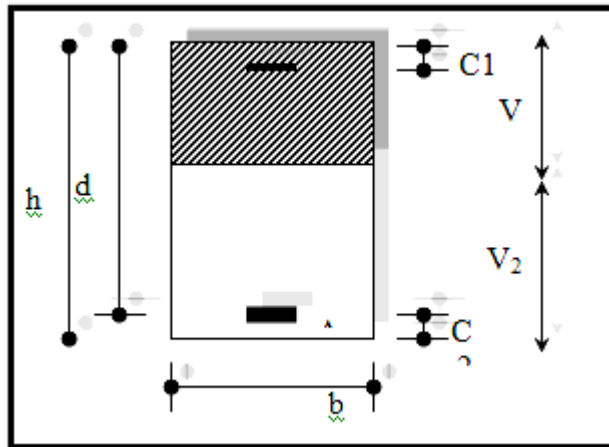
La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 30 \times 30 + 15(10.62) = 1059.3 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 14.75 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 40 - 14.75 = 25.25 \text{ cm}$$



(Fig-1) section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 [A_1 (v_1 - c_1)^2 + A_2 (v_2 - c_2)^2]$$

$$I_{xx} = \frac{40}{3} (18^2 + 22^2) + 15 [12.06(18 - 4)^2 + 2.26(22 - 4)^2] = 29686.53 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 9050 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{29686.53}{100 \times 1059.3} = 0.28 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{9050}{29686.53} = 0.30$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 0.28 + 0.30 \times 14 = 4.48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4.48 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (\text{cv})$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[3.5 + 0.30(14 - 4)] = 97.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[3.5 - 0.30(26 - 14)] = -1.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 97.5 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ Mpa} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 1.5 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ Mpa} \dots (\text{C.V})$$

### **V-2-1-5-. Armatures transversales :**

#### **- Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison ( G + Q ± E ) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 35.88 \text{ KN} \quad (\text{LOGICIALE ROBOT})$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{35.88 \times 10^3}{260 \times 300} = 0.46 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0.46 < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{conditions vérifiées.}$$

#### **- Calcul d'armature transversale:**

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

$$\text{l'aide de la formule suivante : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e 235 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{2.142}{0.3} \text{ ou } \frac{2.142}{0.3} \right) \lambda_g = (7.14 - 7.14) > 5 \text{ alors : } \rho_a = 2.5$$

$t$  : c'est l'espacement des armatures transversales

❖ La zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ . en prend  $t = 10 \text{ cm}$

❖ La zone courante :  $S_t \leq 15 \phi_l$

en prend  $S_t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courante.

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_c} S_t = \frac{2.5 \times 35880 \times 0.15}{30 \times 235} = 1.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.9 \text{ cm}^2 \text{ soit 4 cadres de } \Phi 8 \text{ } A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

**- Vérification des cadres des armatures minimales : d'après**

**RPA99 (7.4.2.2)**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

**Dans la zone nodale  $t = 10 \text{ cm}$**

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

**Dans la zone courant :  $t = 15 \text{ cm}$**

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

**BAEL91 : (art A.8.1.3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{14}{3} = 4.66\text{mm}$$

Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$  Condition Vérifiée

2/ leur espacement :  $St \leq \min(15 \phi_\ell; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$

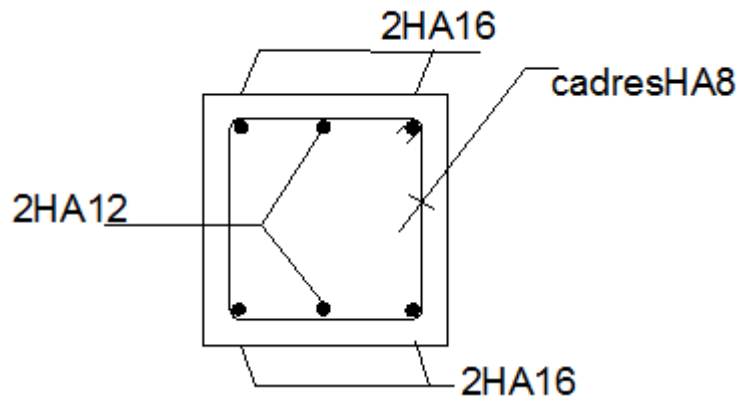
$St \leq \min(30\text{cm}; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$  Condition Vérifier

- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

**(Tableau. V.3) : FERRAILLAGE DES POTEAUX**

ETAGE	$S_{POT}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal}$ (Cm <sup>2</sup> )	$N^{nbr}$ des barres	$A_{adapt}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC-5 <sup>ème</sup>	30x30	7.38	4HA16+2HA12	10.30



**COUPE : (30x30)**

**(Fig V.2) : Ferrailage de Poteau**

**V-2-2- LES POUTRES:****Introduction :**

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes : BAEL91 :

$$\text{❖ Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{A.4.2})$$

$$\text{❖ Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{B.6.4})$$

**V-2-3- Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que  $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$  avec :

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

**V-2-3-1- Détermination de l'armature transversale :**

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement  $S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$ .

Section minimale  $A_t$  des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \quad \text{Soit pratiquement} \quad S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0,4 \cdot b_0}$$

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures d'âme d'une poutre  $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$  d'après Le (BAEL A7.2.2.)

$h$  : hauteur totale de la poutre.

$b_0$  : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 f_c (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des armatures droites :  $K=1, \alpha = \frac{\pi}{2}$  alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_c}$$

#### **V-2-3-2- Condition de non fragilité :**

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_c}$$

#### **2-3- 3-Vérification de la flèche (BAEL B.6.5) :**

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_c}$$

$$\frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec :

$M_t$  : moment MAX en travée.

$M_0$  : moment isostatique minimal.

$B_0$  : largeur de la poutre.

$d$  : hauteur utile.

$A$  : Section d'armature

**- Recommandation RPA99/version2003:**

**V-2-3- 4-Les armatures longitudinales : (RPA 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

- $40\phi$  en zone II

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

**Nota :** La présence de ces cadres (2\*2U 6) permettent un bon comportement du nœud lors du séisme (évitent l'éclatement du nœud)

**V-2-3-5- Armatures transversales : (RPA 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

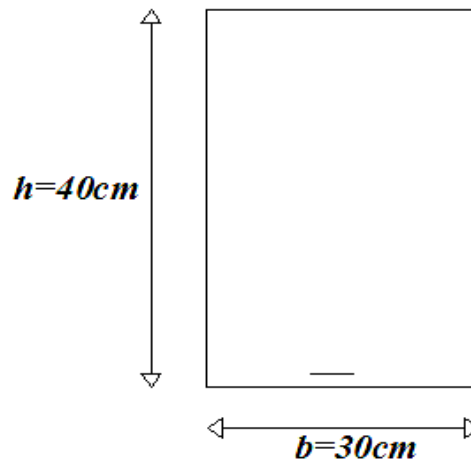
L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont

Nécessaires: minimum de  $(h/4, 12\phi)$

En dehors de la zone nodale:  $s \leq h/2$



**V-2-4- Poutre principale 30x40 :****V-2-4-1. Ferrailage longitudinal :****(Fig V-3): section de Poutre 40x30****L'enrobage :**

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

**V-2-4-3. Ferrailage des travées :**

$$B = 40 \times 30 \text{ cm}^2 ; F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$M_{ult} = 41.28 \text{ KN.m (LOGICIALE ROBOT)}$$

D'après BAEL 91

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{41280}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.07 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.096 \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{41280}{0.96 \times 37 \times 348} = 3.33 \text{ cm}^2$$

**V-2-4-4. Ferrailage sur appui :**

**La combinaison : (G+Q+E)**

$$M_{a \max} = 53.25 \text{ KN.m} \quad (\text{LOGICIALE ROBOT})$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = \frac{53250}{30 \times 37^2 \times 18.5} = 0.07$$

$$\text{Donc : } \mu < \mu_1 \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.091$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{53250}{0.96 \times 37 \times 400} = 3.75 \text{ cm}^2$$

**La combinaison :(0,8G+E)**

$$M_{a \max} = -36.80 \text{ KN. M} \quad (\text{LOGICIALE ROBOT})$$

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure par

$$M_{a \max} = -36.80 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{36800}{30 \times 37^2 \times 18.5} = 0.048 \quad \text{Donc : } \mu < \mu_1$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.06 \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{36800}{0.97 \times 37 \times 400} = 2.56 \text{ cm}^2$$

**V-2-5-1- Vérification nécessaire pour les poutres :****- La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} ; f_c = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

**- Pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :  $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$ .

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\%b.h & \text{en zone courante} \\ 6\%b.h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{BAEL}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPa}) = 6 \text{ cm}^2$$

### **--Choix des barres :**

#### **-En travée :**

$$A = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } \mathbf{3HA14+2HA12} = 6.88 \text{ cm}^2$$

#### **- Au niveau des appuis :**

$$A = 3.75 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } \mathbf{3HA12+2HA10} = 4.96 \text{ cm}^2$$

### **V-2-4-6 - Vérification à l'état limite de service :**

On considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification Se fait comme suit :

Calcul de  $(y_1)$  par résolution de l'équation suivante :

$$\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\begin{aligned} D &= 15 \frac{A}{b} & E &= 2 D d \\ y_1 &= -D + \sqrt{D^2 + E} & \alpha_1 &= \frac{y_1}{d} \\ \beta_1 &= 1 - \frac{\alpha_1}{3} & K_1 &= 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} \\ \sigma_s &= \frac{M}{A\beta_1 d} & \sigma_b &= \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b} \end{aligned}$$

**V-2-5-2- La vérification des contraintes :**

En travée  $M_{tmax} = 43.65KN.m$

En appuis  $M_{a max} = -57.95 KN.m$

Après les calculs on trouve :

$$D=3.44 ; \quad E=254.56$$

$$y_1 = 12.88 ; \quad \alpha_1 = 0.34$$

$$\beta_1 = 0.883 ; \quad K_1 = 29.11$$

$$\sigma_s = 194.19MPa ; \quad \sigma_b = 3.91MPa$$

$$\sigma_s = 194.19MPa \leq \bar{\sigma}_s = 400MPa \quad \dots\dots(C, V)$$

$$\sigma_b = 7.08MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \quad \dots\dots (C, V)$$

**V-2-5-3 - La vérification des contraintes au niveau des appuis :**

$$D=2.48 ; \quad E=183.52$$

$$y_1 = 11.29 ; \quad \alpha_1 = 0.30$$

$$\beta_1 = 0.898 ; \quad K_1 = 35$$

$$\sigma_s = 351.63MPa ; \quad \sigma_b = 10.47MPa$$

$$\sigma_s = 351.63MPa \leq \bar{\sigma}_s = 400MPa \quad \dots\dots(C, V)$$

$$\sigma_b = 10.47MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \quad \dots\dots (C, V)$$

**- Armatures transversales :(la contrainte tangentielle)**

$$T_u^{max} = 53.37 KN.$$

$$\tau_{u max} = \frac{53370}{300 \times 360} = 0.49 Mpa$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 3,33MPa \text{ (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u max} = 0.3MPa < \bar{\tau} = 3,33 MPa \quad \dots\dots (C, V)$$

**V-2-5-4 - Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{4.2}{f_c} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\frac{4.2}{f_c} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.006 \dots\dots\dots (C.V)$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

**--Disposition constructives :**

$S_t$ : l'espacement des cours d'armatures transversales.

**- - En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_t; 30cm) = 10cm.$$

**- - En zone courante:**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 20cm$$

$h$ : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 40cm)$$

$$S_t \leq \min (32.4cm; 40cm) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**-- Section minimale des armatures transversales: BAEL (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_c}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_c} = \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

**--Condition exigée par le RPA2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

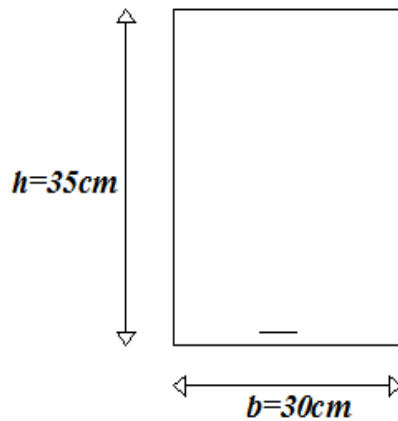
$$A_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**- V-2-6-La Poutre secondaire (30x35)**

**V-2-6-1- Ferrailage longitudinal :**

**V-2-6-2- Ferrailage des travées :**



(Fig V-4): section de Pautre35x30

**-L'enrobage**

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm} \quad \mathbf{b = 35 \text{ cm}}$$

$$C \geq 1 + \frac{3.5}{2} = 2.75 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

$$B = 30 \times 35 \text{ cm}^2 \quad ; F_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$M_{ult} = 62.17 \text{ KN. m} \quad (\text{LOGICIALE ROBOT})$$

D'après BAEL 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{62170}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.14 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.18$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.92$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{62170}{0.92 \times 32 \times 348} = 6.06 \text{ cm}^2$$

### **V-2-6-3- Ferrailage sur appui :**

#### **La combinaison :(G+Q+E)**

$$M_{a \max} = -94.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} = \frac{94570}{30 \times 32^2 \times 18.5} = 0.16$$

$$\text{Donc : } \mu < \mu_l$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.21 \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.91$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{94570}{0.91 \times 32 \times 400} = 8.11 \text{ cm}^2$$

#### **La combinaison (0,8G+E)**

$$M_{a \max} = -63.01 \text{ KN. m}$$

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure par

$$M_{a \max} = -63.01 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{63010}{30 \times 32^2 \times 18.5} = 0.11$$

$$\text{Donc : } \mu < \mu_l$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.14 \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.944$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{63010}{0.944 \times 32 \times 400} = 5.21 \text{ cm}^2$$

**V-2-6-4- Vérification nécessaire pour les poutres :****- Le condition de non fragilité :**

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} ; f_c = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{min} > 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

**- Pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 35 \times 30 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section :  $A_{min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$ .

$$A_{min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% \cdot b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 6\% \cdot b \cdot h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPa})$$

**V-2-6-5-Choix des barres****-En travée :**

$$A_{cal} = 6,68 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } 3HA14 + 2T12 = 6,88 \text{ cm}^2$$

**- Au niveau des appuis :**

$$A = 8,11 \text{ cm}^2 \quad \text{alors en adopte } 5HA14 + 1HA12 = 8,83 \text{ cm}^2$$

**V-2-6-6- Vérification à l'état limite de service :****- La vérification des contraintes :**

$$\text{En travée } M_{tmax} = 43,65 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis } M_{amax} = -57,95 \text{ KN.m}$$

Après les calculs en trouve :



**En travée**

$$\begin{aligned}
 D &= 3.8 & E &= 243.2 \\
 y_1 &= 12.25 & \alpha_1 &= 0.38 \\
 \beta_1 &= 0.87 & K_1 &= 24.47 \\
 \sigma_s &= 107.73 \text{ MPa} & \sigma_b &= 2.66 \text{ MPa} \\
 \sigma_s &= 107.73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} & \dots\dots\dots & (C, V) \\
 \sigma_b &= 2.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} & \dots\dots\dots & (C, V)
 \end{aligned}$$

**En appui**

$$\begin{aligned}
 D &= 3.39 & E &= 216.96 \\
 y_1 &= 18.5 & \alpha_1 &= 0.57 \\
 \beta_1 &= 0.807 & K_1 &= 11.31 \\
 \sigma_s &= 206.3 \text{ MPa} & \sigma_b &= 8.59 \text{ MPa} \\
 \sigma_s &= 206.3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} & \dots\dots\dots & (C, V) \\
 \sigma_b &= 8.59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} & \dots\dots\dots & (C, V)
 \end{aligned}$$

**V-2-6-7-Armatures transversales** : (la contrainte tangentielle)

$$T_u^{max} = -68.74 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u_{max}} = \frac{68.74}{300 \times 320} = 0.72 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u_{max}} = 0.72 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V)$$

**V-2-6-8- Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{4.2}{f_c} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\frac{4.2}{f_c} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0070 \quad \dots\dots\dots (C.V)$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**- Dispositions constructives :**

$S_t$ : l'espacement des cours d'armatures transversales.

**-En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_t; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (8.75; 16.8; 30\text{cm}) = 8.75 = 10\text{cm}$$

**-En zone courante:**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 17.5\text{cm}$$

$h$ : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 50\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (28.8\text{cm}; 50\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

**V-2-6-9-. Section minimale des armatures transversales: BAEL 91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t x f_c}{0,4 x b_0}$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_c} = \frac{0.4 \times 30 \times 17.5}{400} = 0.52 \text{ cm}^2$$

**V-2-6-10- Condition exigée par le RPA2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 . S_t . b.$$

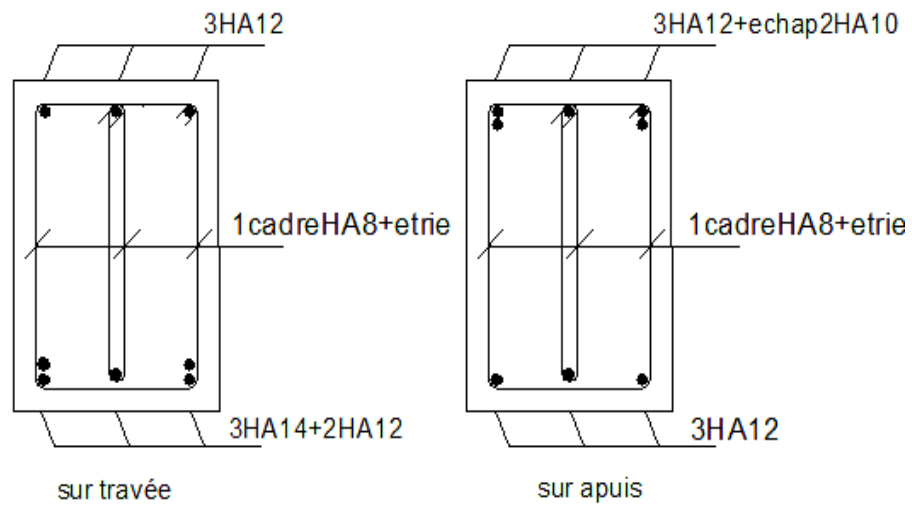
$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

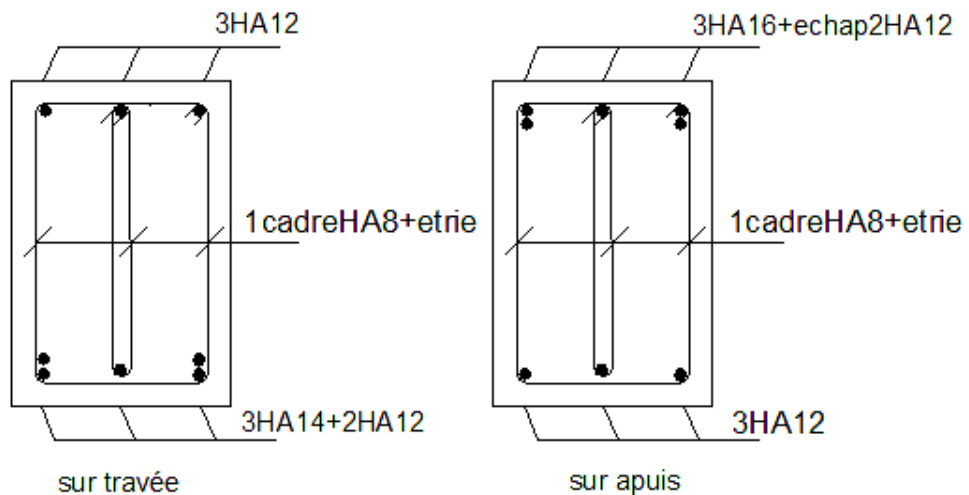
- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

(Tableau. V.4) : Ferrailage de portique

Poutre	Position	N <sup>mbr</sup> des barres	A <sub>adapt</sub> (cm <sup>2</sup> )
P.P(30×40)	Travée	3HA14+2HA12	8.42cm <sup>2</sup>
	Appui	2HA12+2HA10	8.42cm <sup>2</sup>
P.S(30×35)	Travée	3HA14+2HA12	7.60cm <sup>2</sup>
	Appui	3HA16+2HA12	10.80cm <sup>2</sup>



(Fig. -5)-ferrailage de la poutre principale40x30



(Fig.V -6)-Disposition d'armature dans la poutre secondaire 35x30

### **V-3-Ferraillage des voiles**

#### **V-3-1- Introduction :**

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissants, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferraillage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

#### **V-3-1- Types d'armatures :**

##### **3-1-Armatures verticales :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %**

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

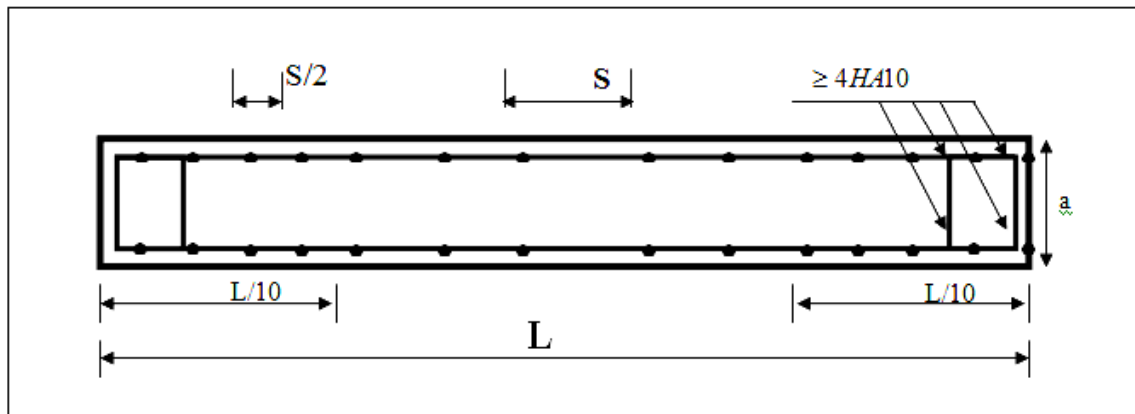
Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.



(Fig. -7) : disposition des armatures verticales dans les Voil

### 3-2-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\Phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### Règles communes :

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :

globalement dans la section du voile	0,15%
en zone courante	0,10%

-L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq 1,5a \\ St \leq 30cm \end{array} \right\} St \leq \text{Min} (30cm ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;

$20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

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

### **3-3-Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

### **3-4 Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :**

#### **- Ferrailage vertical :**

##### **-Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

Entièrement tendu (S. E. T).

Entièrement comprimée (S. E.C).

partiellement comprimée (S. P. C).

### **3-5-Etapes de calcul :**

#### **3-5-1- Détermination de la nature de la section :**

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est :  $\frac{h}{6}$ ).

-Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal ( $e = \frac{M}{N}$ ).

#### **3-5-2- Calcul des sections suivant leurs natures :**

**Section entièrement tendue :** on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

-  $N$  : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

-  $C$  : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A\sigma_s + A\sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A\sigma_s(d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2)\sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2)\sigma_{s10\%}}$$

**Remarque :** Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre  $A$  et  $A'$ .

**Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

-  $N$  : L'effort normal est un effort de compression.

-  $C$  : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si:  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données par :  $A=0$  ;  $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

**section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

-  $N$  : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

-  $N$  : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

$N$  : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

➤ **Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \quad \text{Pour les voiles pleins.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2}$$

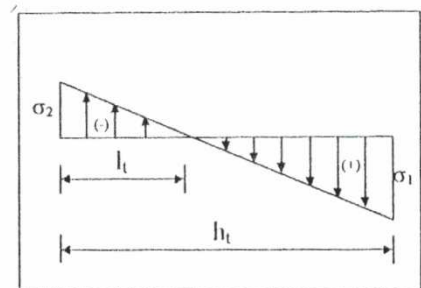


Fig.1



$$\diamond 1^{ere} \text{ cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$\diamond 2^{eme} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h.$$

$$\diamond 3^{eme} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0 ; \quad l_t = 0$$

$$\triangleright A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$$

$$\triangleright A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$$

$$\triangleright A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h \quad (\text{en zone courante})$$

### 3-6- Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$\bullet N = 0,8 N_G \pm N_E$$

$$\bullet M = 0,8 M_G \pm M_E$$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

$$\bullet N = N_G + N_Q \pm N_E$$

$$\bullet M = M_G + M_Q \pm M_E$$

### 3-7. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$* N_{\min} = 0,8 N_g + N_e. (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8 M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

**3-7- Calcul de la section d'armature :** selon les règles BAEL .91**3-7-1-. Armatures verticales :**

a- ELU / (action accidentelles → ELU)

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (Tableau. V-5) : sollicitation de Voil

	N [kN]	M [KN.m]	T [kN]
MAX	24.85	56.54	528.29

$$1.35G+1.5Q \quad : M_u = 56.54 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 24.85 \text{ KN}$$

$$h = 3.8 \text{ m} \quad ; \quad c = 0.05 \text{ m}$$

$$d = h - c = 375 \text{ cm} ; \quad a = 0.15 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{56.54}{24.85} = 2.27 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 56.54 + 24.85(3.61 - 1.9) = 99.03 \text{ KN.m}$$

**3-7-2- Vérification de flambement**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 2.27}{3.8} = 11.94$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.8}{3.8} = 0.5$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.5 < 11.94 \dots \dots \dots (c.v)$$

**3-7-3-. Calcul de ferrailage :****3-7-3-1--Calcul des armatures à la flexion simple**

$$M_A = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 99.03 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{99.03 \times 10^3}{18.5 \times 15 \times 375^2} = 0.002 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.24$$

$$\beta = 0.904$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

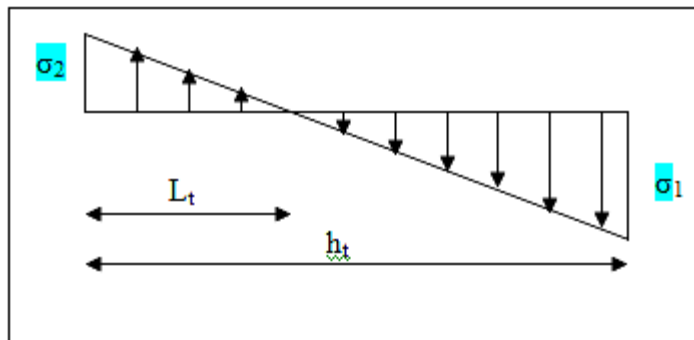
$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{99.03 \times 10^3}{400 \times 0.904 \times 375} = 0.73 \text{ cm}^2$$

### **3-7-3-2-Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)**

$$A_{\text{cal}} = A_f = \frac{N}{100\sigma_s} = 0.73 - \frac{99.03 \times 10^3}{100 \times 400} = 1.74 \text{ cm}^2$$

### **3-7-3- L'armature verticale minimale**

d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{24.85 \times 10^3}{150 \times 3800} + \frac{6 \times 56.54 \times 10^6}{150 \times (3800)^2} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{24.85 \times 10^3}{150 \times 3800} - \frac{6 \times 56.54 \times 10^6}{150 \times (3800)^2} = -0.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.34 \text{ m}$$

$$\text{Alors } A_{\text{min}}^{\text{RPA}} = 0.002 \times L_t \times a = 4.02 \text{ cm}^2$$

**Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 380 = 13.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

\* Dans la zone tendue :  $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

Alors on prend  $A = 4.02 \text{ cm}^2$

En zone courante

$$h' = h - 2lt > 0 \quad h' = 3.50 - (2 \times 1.34) = 0.82 \text{ m}$$

$$A_{min2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 15 \times (82) = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c < A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 4.02 + 1.23 = 9.27 \text{ cm}^2 < A_{min}^g = 13.50 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = 13.50 \text{ cm}^2$

### L'espacement

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(15 \times 1,5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre :  $S = 20 \text{ cm}$

**Dans la zone h/10 :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre :  $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

### Choix d'armature :

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adop}}{2} = \frac{13.50}{2} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit } A_{nap1} = 13 \text{ HA}10 = 10.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{nap2} = 13 \text{ HA}10 = 10.21 \text{ cm}^2$$

### 3-7-4- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a \cdot d} = \frac{1.4 \times 528.29 \times 10^3}{150 \times 3750} = 1.31 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (c.v)$$

a : épaisseur du voile (a = 15 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 380 cm)

**3-7-5- Armatures horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeu

**Globalement dans la section du voile :**

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

**En zone courante :**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_{\text{hor}} = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$  par ml

**3-7-6- L'espacement des barres :**

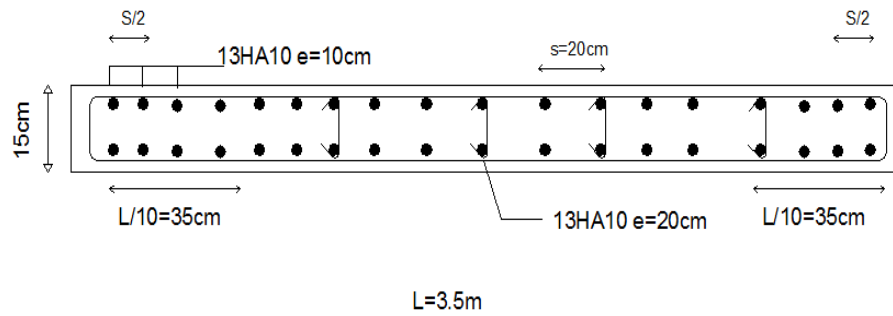
**Armatures Horizontales:**

On a pour chaque nappe  $5\phi 8$  par ml, donc on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**3-7-7- Les Armatures Transversales :**

(armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré, on prendra 05 épingle/m<sup>2</sup>



( Fig.V.8).- Disposition des Armatures dans Le Voile.

**III.4-LES ESCALIERS**

**III.4.1. Définition :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins, et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

L'escalier de notre bâtiment est en béton armé coulé sur place.

**III.4.2. Pré dimensionnement :**

**A – Dimensions:**

- **hauteur de marche :**  $14 \leq h \leq 18$  , on prend:  $h= 17$  cm
- **nombre des marches:** (2 volées)

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches}$$

Pour une seule volée:  $n = 9$

- **largeur de marche:**  $24 \leq g \leq 32$ cm , on prend:  $g= 30$  cm.
- **Vérification de la formule de BLONDEL**

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \Leftrightarrow 59 \leq 30 + 2 \cdot 17 \leq 66 \dots\dots\dots \text{C. V.}$$

- **Largeur de palier de repos « L<sub>1</sub> » :**

$$L = (n-1) \cdot g = 8 \cdot 30 = 240 \text{ cm}$$

$$L_1 = 3,80 - 2,40 = 1,40 \text{ m}$$

$$L_1 \geq 3g = 3 \cdot 30 = 90 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_1 = 140 \text{ cm} \geq 90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(c.v)}$$

**-Emmarchement :**  $\frac{290-10}{2} = 1.40 \text{ m}$

**-L'angle d'inclinaison(  $\alpha$  )**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

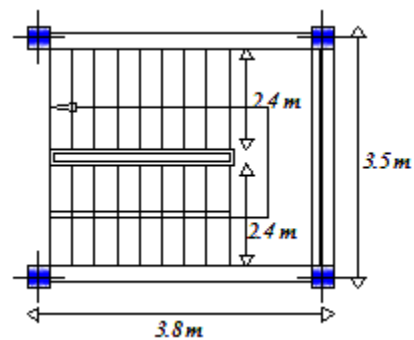
l'épaisseur de (pillage et palier) : ((e))

$$L_0 = \sqrt{L^2 + H^2} = 284.62 \text{ cm}$$

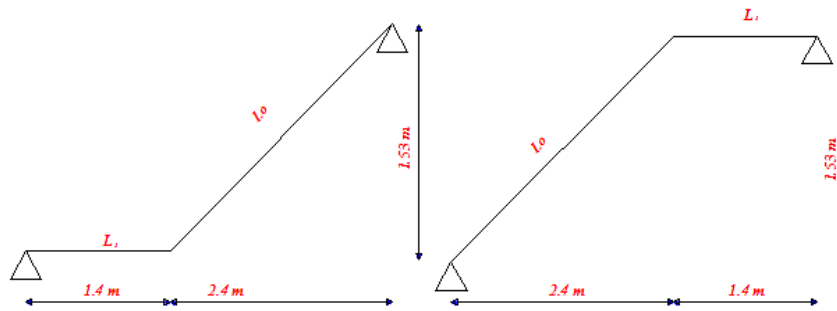
$$\Rightarrow L' = L_0 + L_1 = 284.62 + 140 = 424.62 \text{ cm}$$

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow \frac{424.62}{30} \leq ep \leq \frac{424.62}{20}$$

$$14.154 \leq ep \leq 21.231 : \text{on prend } ep = 15 \text{ cm}$$



(Fig.-III-14)-coupe et de l'escalier



(Fig.-III-15)-coupe et vue de l'escalier.

### III.4.3. Evaluation Des Charges :

#### a - charges permanentes :

##### a-1- Volée : (tableau-III-10) : Evaluation Des Charges de Volée

N°	Calcul	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	La paillasse : $0.15 \times (2500/\cos 32.51^\circ)$	4.47
2	Les marches : $0.17/2 \times 2200$	1.87
3	Mortier de pose : ( $e_p = 2\text{cm}$ ) : $0.02 \times 2000$	0.40
4	Carrelage : ( $e_p = 2\text{cm}$ ) : $0.02 \times 2200$	0.44
5	Enduit de plâtre : ( $e_p = 2\text{cm}$ ) : $0.02 \times 1200$	0.24
6	Garde corps	0.10
$\Sigma$	Charges Permanentes	$G_1 = 7.52$

##### a-2- Palier : (tableau-III-11) : Evaluation Des Charges de palier

N°	Calcul	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Palier : ( $e_p = 15\text{cm}$ ) : $0.15 \times 2500$	3.75
2	Carrelage : ( $e_p = 2\text{cm}$ ) : $0.02 \times 2200$	0.44
3	Mortier de pose : ( $e_p = 2\text{cm}$ ) : $0.02 \times 2000$	0.40
4	Enduit de plâtre : ( $e_p = 2\text{cm}$ ) : $0.02 \times 1200$	0.24
$\Sigma$	Charges Permanentes	$G_2 = 4.83$

#### b – charge d'exploitation :

\* La Volée :  $Q_1 = 2.50 \text{ KN/m}^2$

\* La Palier :  $Q_2 = 2.50 \text{ KN/m}^2$

### III.4.4. Calcul Des Escaliers :

Le calcul se fait on supposant que l'escalier travail comme une poutre d'une section  $b = 140 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$

- Combinaisons des charges :

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS : q_s = G + Q$$

$$\rightarrow \text{Volée} : G_1 = 7.52 \times 1.40 = 10.528 \text{ kN/ml}$$

$$Q_1 = 2.50 \times 1.40 = 3.50 \text{ kN/ml}$$

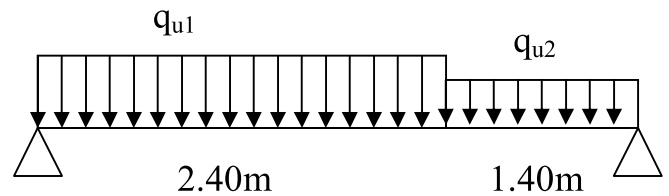
$$\rightarrow \text{Palier} : G_2 = 4.83 \times 1.40 = 6.76 \text{ kN/ml}$$



$$Q_2 = 2.50 \times 1.40 = 3.50 \text{ kN/ml}$$

(tableau-III-12) : sollicitation dans les éléments d'escalier

	Paillasse (kN/ml)	Palier (kN/ml)
<b>ELU</b>	19.46	14.376
<b>ELS</b>	14.028	10.26



(Fig.III-16) : poutre de escalier

➤ **Détermination des sollicitations :**

❖ **ELU :**

- Charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{q_{u1} \cdot L_1 + q_{u2} \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

$$P_{eq} = \frac{19.46 \times 2.40 + 14.376 \times 1.40}{3.80}$$

$$P_{eq} = 17.58 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des réactions :**

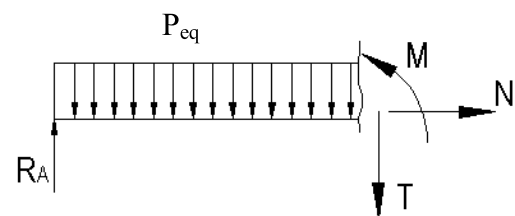
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (17.58 \times 3.80)$$

$$R_A + R_B = 66.804 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B (3.80) = (66.804) \times (3.80 / 2)$$

$$\Rightarrow R_B = 33.402 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_A = 33.402 \text{ kN}$$



(Fig.III-17) : sollicitations de coupe

- **Calcul des moments :**

$$0 \leq x \leq 3.80 \text{ m}$$

$$\sum F/x = 0 \rightarrow N = 0$$

$$\sum F/y = 0 \rightarrow T(x) = R_A - P_{eq} \cdot x$$

$$T(0) = R_A = 33.402 \text{ kN}$$

$$T(3.80) = - 33.402 \text{ kN}$$

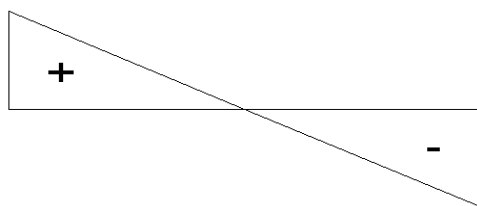
$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.9 \text{ m}$$

$$M(x) = - P_{eq} \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x = 31.73 \text{ kN.m} \cdot M_0 = P_{eq} \frac{L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 31.73 \text{ kN.m} ; L = 3.80 \text{ m}$$

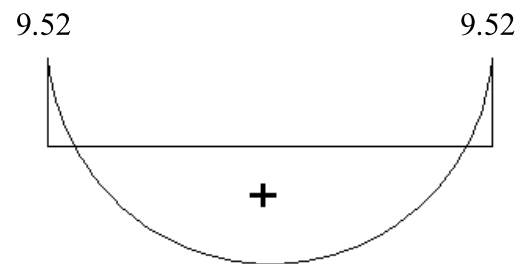
$$M_a = 0.3 M_0 = 9.52 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 26.97 \text{ kN.m}$$

33.402



33.402



26.97

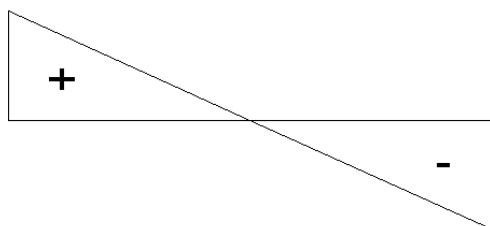
(Fig-III-18) : Diagramme de l'efforts tranchant et moments fléchissant

❖ **ELS :**

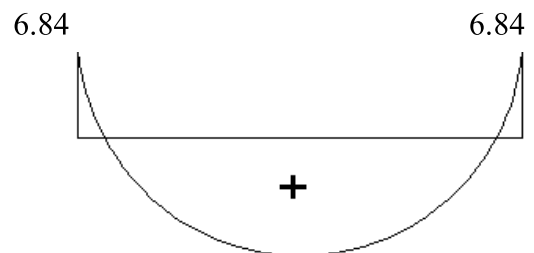
(tableau-III-13) : sollicitation dans la poutre

Charge équivalente kN/ml	$M_{max}$ (kg.m)	$M_a$ (kg.m)	$M_t$ (kg.m)
12.64	22.82	6.84	19.40

24.016



24.016



19.40

(Fig-III-19) : Diagramme de l'efforts tranchant et moments fléchissant

**III.5. Calcul Du Ferrailage :****III.5.1 Les armatures longitudinales :**❖ **ELU :**

1/ En travée :

○ L'enrobage :

$$C \geq r + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.50 \text{ cm}$$

La fissuration non préjudiciable  $\Rightarrow r = 1 \text{ cm}$ 

$$C \geq 1 + \frac{1.50}{2} \Rightarrow C \geq 1.75 \text{ cm} \Rightarrow c = 2 \text{ cm} \text{ et } d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{26.97}{14.20 \times 140 \times 13^2} = 0.080 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.104 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.958$$

$$A = \frac{M_u^t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{26.97}{348 \times 0.958 \times 13} = 6.22 \text{ cm}^2$$

2/ Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{9.52}{14.20 \times 140 \times 13^2} = 0.028 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.035 \quad ; \quad \beta = 0.986$$

$$A = \frac{M_u^a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9.52}{348 \times 0.986 \times 13} = 2.13 \text{ cm}^2$$

**III.5.2 Vérification :**

➤ Condition De Non Fragilité : BAEL

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{ys}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 140 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 2.20 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage Minimal : BAEL

$$A_{\min} \% \geq 0.001 \times b \times h \Rightarrow A_{\min} \% = 2.1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } A = \max(A_{\text{cul}}^u ; A_{\min} ; A_{\min} \%)$$

➤ **Tableau(III.14) : Ferrailage de l'escalier**

	<b>b (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>f<sub>28</sub></b>	<b>f<sub>e</sub></b>	<b>A<sub>min</sub></b>	<b>A<sub>min</sub> %</b>	<b>A<sup>u</sup><sub>cul</sub></b>	<b>A<sub>max</sub></b>	<b>A<sub>adp</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>En Travée</b>	140	13	2.10	400	2.20	2.1	6.22	6.22	6T12 = 6.79
<b>Sur Appui</b>	140	13	2.10	400	2.20	2.1	2.13	2.13	3T10 = 2.36

$$A' = 0$$

➤ **Vérification à La Contrainte De Cisaillement : BAEL**

\* La contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL}$$

$$T_{\max} = V_{\max} = 33.402 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.402}{140 \times 13} = 0.18 \text{ MPa}$$

\* Les armatures d'âme sont droites (à la fibre moyenne), donc  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible ; Selon (BAEL).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.18 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

Donc, on n'a pas besoins des armatures transversales.

➤ **Calcul Des Armatures De Répartition : BAEL**

1/ En travée :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A = 3\emptyset 10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

2/ Sur appuis :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A = 3\emptyset 10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement Entre Les Armatures : BAEL**

1/ Les armatures longitudinales :

$$St_l \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33 \text{ cm})$$

$$St_l \leq \min(45; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

2/ Les armatures des répartitions : BAEL

$$St_l \leq \min(4h; 45 \text{ cm})$$

$$St_l \leq \min(60; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

En travée :  $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

Sur appuis :  $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

- **Vérification Des Contraintes Maximales Du Béton Comprimée: (BAEL)**
- **E. L. S :**

$\bar{\sigma}_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

**Tableau(III.15) :Vérification Des Contraintes Maximales Du Béton Comprimée**

	$\mu$	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	Condition
<b>En Travée</b>	0.080	26.97	19.40	1.39	0.104	0.445	vérifiée
<b>Sur Appui</b>	0.028	9.52	6.84	1.39	0.035	0.445	vérifiée

➤ **Vérification De La Flèche : BAEL**

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{380} = 0.039 \leq 0.063 \dots \dots \dots (c.n.v)$

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{380} \leq \frac{26.97}{10 \times 31.73} = 0.039 \leq 0.085 \dots \dots \dots (c.n.v)$

$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{140 \times 13} = 0.0037 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (c.v)$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées ; donc le calcul de la flèche s' avère nécessaire.

- **Evaluation de la flèche :(BAEL 91 /ART6-5-2)**

- **En Travée:**

**$I_0$  : l'inertie de la section totale homogène :**

$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( d - \frac{h}{2} \right)^2 \right] = \frac{140 \times 15^3}{12} + 15 \times 6,79 \left( 13 - \frac{15}{2} \right)^2 \Rightarrow I_0 = 42455.96 \text{ cm}^4$

**- Calcul de  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$  :**

$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$  Avec  $\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{6.79}{140 \times 13} \Rightarrow \rho = 0,0037$

$\rho$  : pourcentage des armatures

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0037 \times 5} = 5,68 \quad \text{pour la déformation différée}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,272$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0037 \times 348) + 2,1} \Rightarrow \mu = 0,49$$

**- Calcul des inerties fissurées :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu} \Rightarrow I_{fi} = \frac{1,1 \times 42455,96}{1 + 5,68 \times 0,49} \Rightarrow I_{fi} = 12344,46 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_o}{1 + \lambda_v \times \mu} \Rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 42455,96}{1 + 2,272 \times 0,49} \Rightarrow I_{fv} = 22099,08 \text{ cm}^4$$

**- Calcul des flèches :**

Nous avons :

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} \dots \dots \dots (\text{Module instantané du béton}) \rightarrow \text{Selon (A.2.1, 21) BAEL91}$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{Module différée du béton}) \rightarrow \text{Selon (A.2.1,22) BAEL91}$$

$$f_i = \frac{Mser \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \Rightarrow f_i = \frac{19,40 \times 10^6 \times (3,80 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,2 \times 12344,46 \times 10^4} = 0,0071 \text{ m}$$

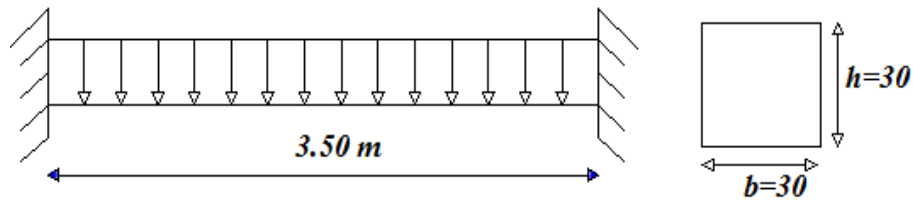
$$f_v = \frac{Mser \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \Rightarrow f_v = \frac{19,40 \times 10^6 \times (3,80 \times 10^3)^2}{10 \times 10818,86 \times 22099,08 \times 10^4} = 0,012 \text{ m}$$

$$\text{Donc la flèche total est: } \Delta f = f_v - f_i = 0,012 - 0,0071 = 0,0049 \text{ m}$$

D'après les règles BAEL 91(ART-B-6-5-3) la valeur limite de la flèche

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = 0,00708 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } \bar{f} = 0,00708 \text{ m} > 0,0049 \text{ m} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

**III.6.1 Calcul de la poutre palière :**

(Fig-III-20) :poutre palière

La poutre palière est une poutre simplement appuyée (ou partiellement encastré) calculée aux sollicitations de flexion et de torsion, elle a pour rôle de supporter le palier intermédiaire (de repos) de l'escalier.

**III.6.2 Pré dimensionnement :**

$$h \geq \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L \dots\dots\dots \text{avec } L = 350 \text{ cm}$$

$$h \geq (23.33 \div 35) \text{ cm}$$

On prend :  $h = 30 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

Selon RPA 99 page 51 :  $h \geq 30 \text{ cm}$

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

$$h/b = 1 \leq 4.0 \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

**III.6.3 Evaluation des charges :**

- Poids de la poutre :  $0.3 \times 0.3 \times 2500 = 2.25 \text{ kN/ml}$
- Poids du mur :  $P = 1.736 \times (1.53 - 0.35) = 2.05 \text{ kN/ml}$
- Réaction d'escalier au niveau du palier :

$$T_u = 33.402 \text{ kN}$$

$$T_{ser} = 24.016 \text{ kN}$$

**III.6.4 Calcul de la poutre à la flexion :**

- Les combinaisons des charges :

$$P_u = 1.35 (2.25 + 2.05) + \frac{33.402}{3.5}$$

$$P_u = 15.35 \text{ kN/ml}$$

$$P_{ser} = 2.25 + 2.05 + \frac{24.016}{3.5}$$

$$P_{ser} = 11.16 \text{ kN/ml}$$

- **Les sollicitations :**

\* **E L U :**

$$\begin{cases} M_a = \frac{P_u \cdot L^2}{12} = \frac{15.35 \times 3.5^2}{12} = 15.67 \text{ kN.m} \\ M_t = \frac{P_u \cdot L^2}{24} = \frac{15.35 \times 3.5^2}{24} = 7.83 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$T_u = \frac{P_u \cdot L}{2} = \frac{15.35 \times 3.5}{2} = 26.86 \text{ kN}$$

\* **E L S :**

$$\begin{cases} M_a = \frac{P_{ser} \cdot L^2}{12} = \frac{11.16 \times 3.5^2}{12} = 11.39 \text{ kN.m} \\ M_t = \frac{P_{ser} \cdot L^2}{24} = \frac{11.16 \times 3.5^2}{24} = 5.7 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**III.6.5 Ferrailage de la poutre palière :**

- **Les armatures longitudinales :**

\* **E L U :**

L'enrobage :

$$C \geq r + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{30}{10} = 3.00 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{3.00}{2} = 1 + 1.50 = 2.50 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } c = 3 \text{ cm et } d = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7.83}{14.20 \times 30 \times 27^2} = 0.025 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.032 ; \beta = 0.987$$

$$A = \frac{M_u^t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7.83}{348 \times 0.987 \times 27} = 0.84 \text{ cm}^2$$

➤ Appui :

$$\mu = 0.050 \Rightarrow \alpha = 0.064 ; \beta = 0.974$$

$$A = \frac{M_u^t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{15.67}{348 \times 0.974 \times 27} = 1.71 \text{ cm}^2$$



• **Vérification E L S : D'après le BAEL 83:**

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- Pour le béton : la section est rectangulaire + flexion simple + Type d'acier FeE400  
Donc la vérification de contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37 \quad ; \quad \alpha = 0.032$$

$$\frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.032 < \bar{\alpha} = 0.435 \dots \dots \dots (c.v)$$

➤ **Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad \Rightarrow \quad A_{tmin} \geq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.10}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimale : Article (B.6.4)**

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = \max(A_u ; A_{min} ; A_{min}')$$

$$\Rightarrow A_{TOT} = 0.97 \text{ cm}^2 ; A_t = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2 , A_a = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (A.5.1, 21)**

$$\text{La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots (\text{BAEL91 (A.5.1, 1)})$$

$$V_{max} = 26.86 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.86}{300 \times 270} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1, 21))}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.133 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (c.v)$$

Selon (BAEL 83) il faut disposer des armatures transversales de diamètre minimal.

➤ **Diamètres Minimales  $\Phi_t$  : BAEL91 (A.7.2.2)**

$\Phi 1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{30}{35} ; 1.2 ; \frac{30}{10} \right) \quad \Rightarrow \quad \phi_t \leq \min(0.86 ; 1.2 ; 3.00)$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1, 31)**

D'après BAEL 91 : nous avons vérifiée la condition suivante :

$$V_u \leq 0.267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Au maximum  $a = 0.9d = 0.9 \times 27 = 24.30 \text{ cm}$

$$V_u = V_{\max} = 39.16 \text{ kN}$$

$$0.267 a \times b \times f_{c28} = 0.267 \times 24.30 \times 30 \times 25 \times 100 = 486.60750 \text{ KN}$$

$$V_u = 26.86 \text{ KN} < 486.60750 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

D'autre part il faut vérifiée l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

à partir de la condition suivant :  $A_L \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_c}$

$$1,15 \cdot \frac{V_u}{f_c} = 1,15 \times \frac{26.86}{400} = 77.22 \text{ mm}^2$$

$$A_L = 452 \text{ mm}^2 > 1,15 \cdot \frac{V_u}{f_c} = 77.22 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

➤ **Espacement les armatures transversales :**

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

\* Dans la zones nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right)$$

$$S_t \leq \min (7.50 ; 14.40) = 7.50 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 7 \text{ cm}$

\* En dehors de la zones nodale :  $St' \leq \frac{h}{2}$

$$St' \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

\* Longueur de zone nodale :

$$L' = 2 \times h = 60 \text{ cm}$$

➤ **La quantité des armatures transversales :**

\* D'après BAEL91 :

$$A_t \geq 0.4 \cdot b \cdot \frac{S'_t}{f_c}$$

$$A_t \geq 0.4 \times 30 \times \frac{15}{235} = 0.76 \text{ cm}^2$$

\* D'après RPA99 :

$$A_t \geq 0.003 S_t' b$$

$$A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tBAEL} ; A_{tRPA}) \Rightarrow A_t = 1.35 \text{ cm}^2$$

### III.6.6 Calcul de la poutre à la torsion :

La torsion de la poutre est provoquée par le palier.

#### 1) Le moment de torsion :

\* D'après BAEL 91 :

Nous remplaçons la section pleine par la section creuse, pour la quelle :

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5.00 \text{ cm}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tMax}}{2\Omega b_0} \text{ (BAEL)}$$

$\Omega$  : Aire du contour à mi-épaisseur des parois.

$$\Omega = (b - e)(h - e) = (30 - 5.00) \times (30 - 5.00) = 625.00 \text{ cm}^2$$

. Le couple de torsion est :  $C = V_u \times 0,1 \Rightarrow C = 33.402 \times 0,1 = 3,34 \text{ KNm/ml}$

. Donc le moment de torsion est :  $M_{tor} = C \frac{l}{2} \Rightarrow M_t = 3,34 \frac{3,80}{2} = 6,35 \text{ KN.m}$

$$\text{Donc } \tau_t = \frac{63,5}{2 \times 625 \times 0,3} \Rightarrow \tau_t = 0,17 \text{ MPa}$$

#### \*- Vérification de béton :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,33^2 + 0,17^2 = 0,138 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 3,33^2 = 11,09 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,138 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u^2 = 3,33^2 \text{ MPa} = 11,09 \text{ MPa} \dots\dots\dots (c.v)$$

#### 2) Les armatures longitudinales :

$$A_L = \frac{\mu \cdot M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_c}{\gamma_s}}$$

$$\mu = 2[(h - e) + (b - e)] = 2[(30 - 5) + (30 - 5)] = 100.00 \text{ cm}$$

$$A_L = \frac{100 \times 6,35}{2(625) \times \frac{400}{1,15}} = 1,46 \text{ cm}^2$$

**3) Les armatures transversales : BAEL 83 Art (A.5.4)**

$$A_t = \frac{M_t \cdot \gamma_s \cdot S_t}{2 \Omega \times f_e} = \frac{6.35 \times 1.15 \times 15}{2(625) \times 400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

**4) Section minimal des armatures : D'après BAEL 83**

$$1/ \frac{A_t \cdot f_e}{e \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{e \times S_t} = \frac{0.22 \times 400}{5 \times 15} = 1.17 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots (c. v)$$

$$2/ \frac{A_L \cdot f_e}{e \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \frac{A_L \times f_e}{e \times \mu} = \frac{1.46 \times 400}{5 \times 100} = 1.168 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots (c. v)$$

**5) Les armatures totales :**

\* Armatures longitudinales :

$$A_L^{\text{tot}} = A_L^{\text{fle}} + A_L^{\text{tor}}$$

\* Armature supérieure :

$$A_L^{\text{tot}} = A_L^{\text{fl}} + \frac{A_L}{2} = 2.26 + \frac{1.46}{2} = 2.99 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_L^{\text{tot}} = 5T10 = 4.52 \text{ cm}^2$

\* Armature inférieure :  $A_L^{\text{tot}} = \frac{A_L}{2} = \frac{1.46}{2} = 0.73 \text{ cm}^2$

On prend :  $A_L^{\text{tot}} = 3\emptyset 10 = 2.26 \text{ cm}^2$

**6) Armatures transversales :**

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tor}} = 1.35 + 0.22 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t^{\text{tot}} = 4\emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$

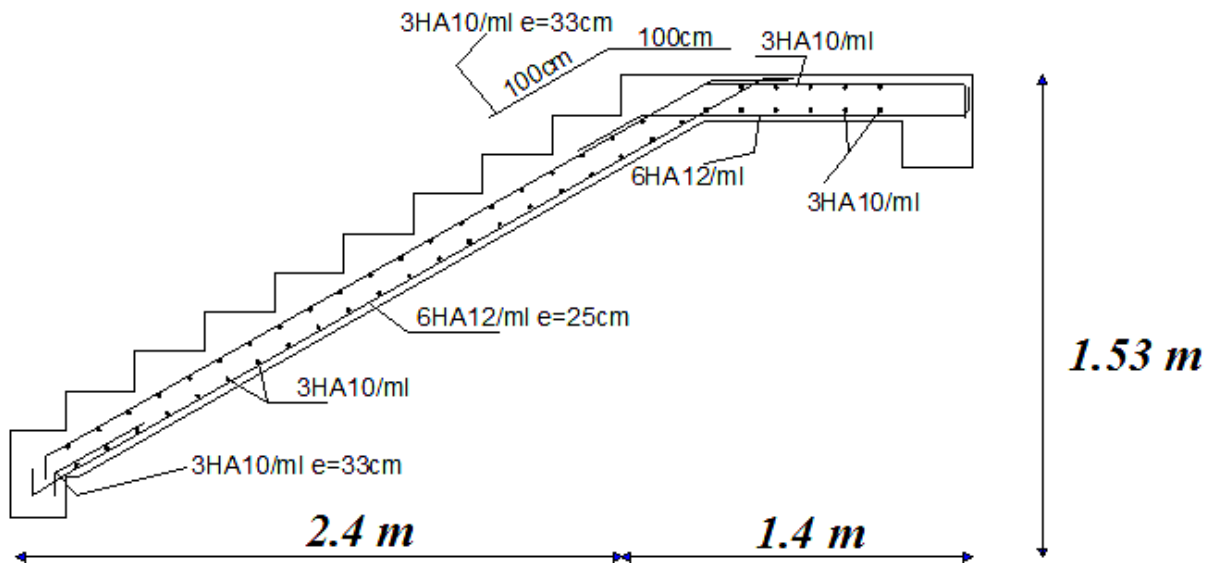
➤ Etat limite de déformation : BAEL91 (B.6.5, 2)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{140} = 0.214 > 0.0625 \dots \dots \dots (c. v)$$

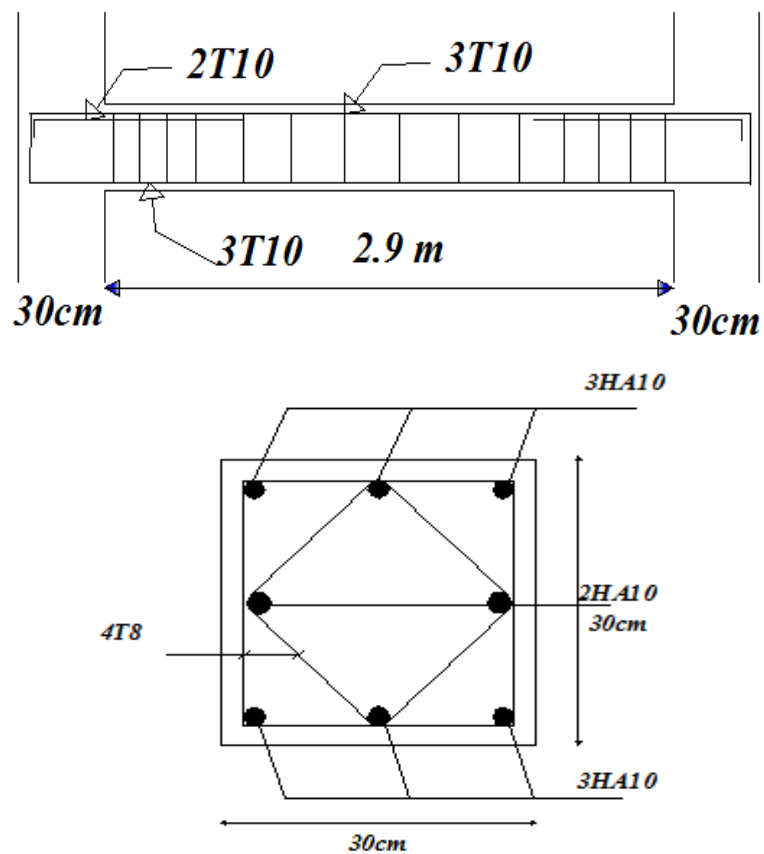
$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{140} = 0.214 > 0.027 \dots \dots \dots (c. v)$$

$$3/ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.0042 < \frac{4.20}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots (c. v)$$

Les 3 conditions sont vérifiées, Donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

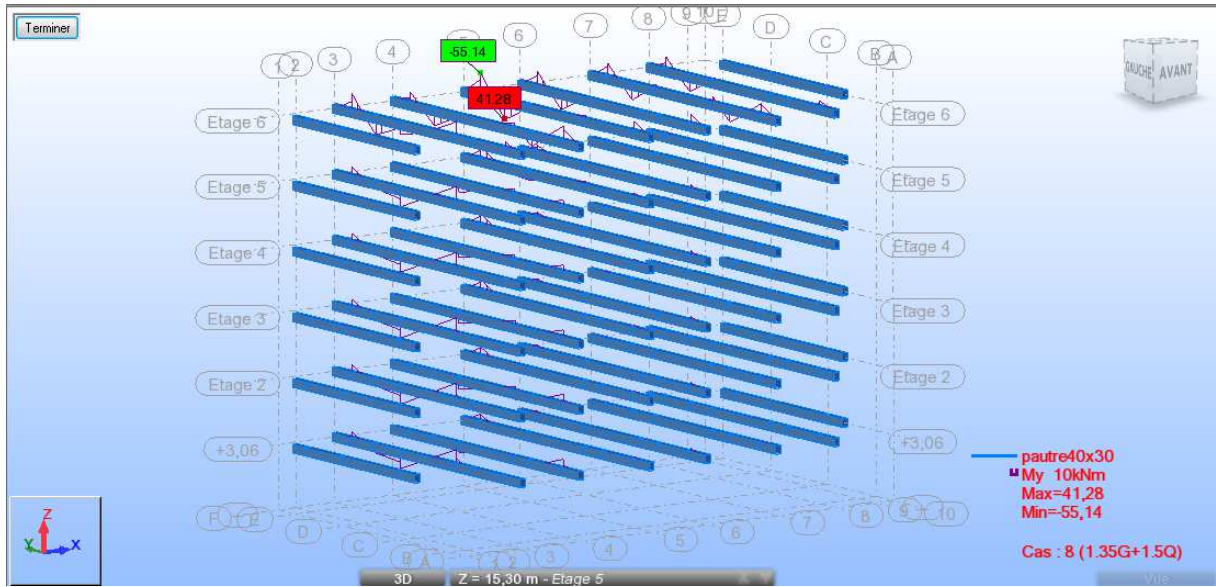


(Fig.-III-21)-Ferrailage de l'escalier

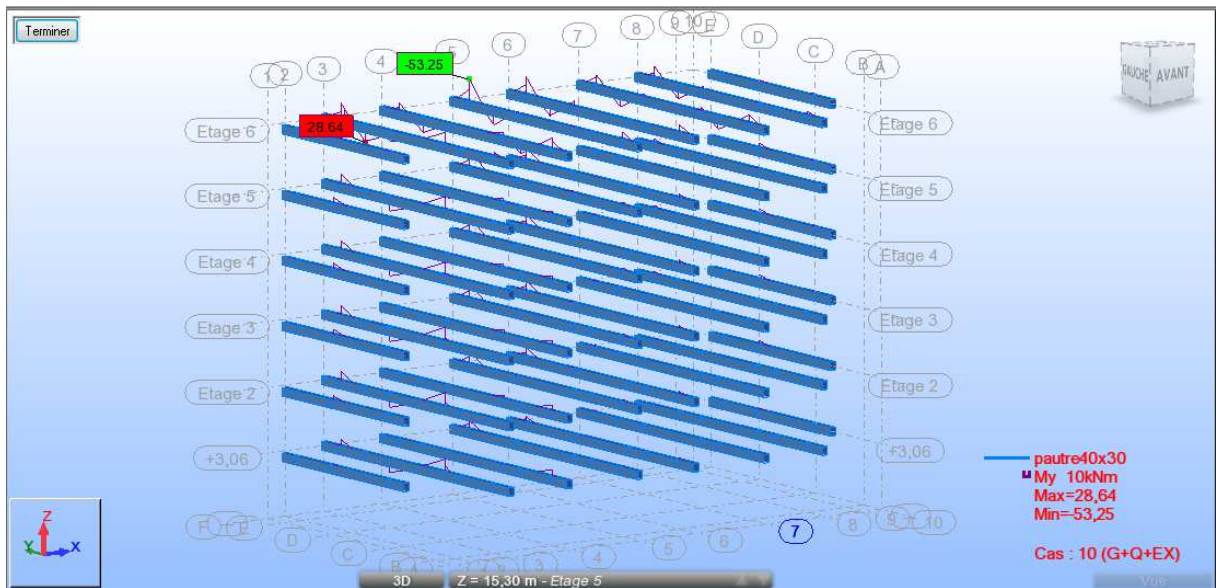


(Fig.-III-22)-Ferrailage de la poutre palière

$$ELU \Rightarrow M_u$$

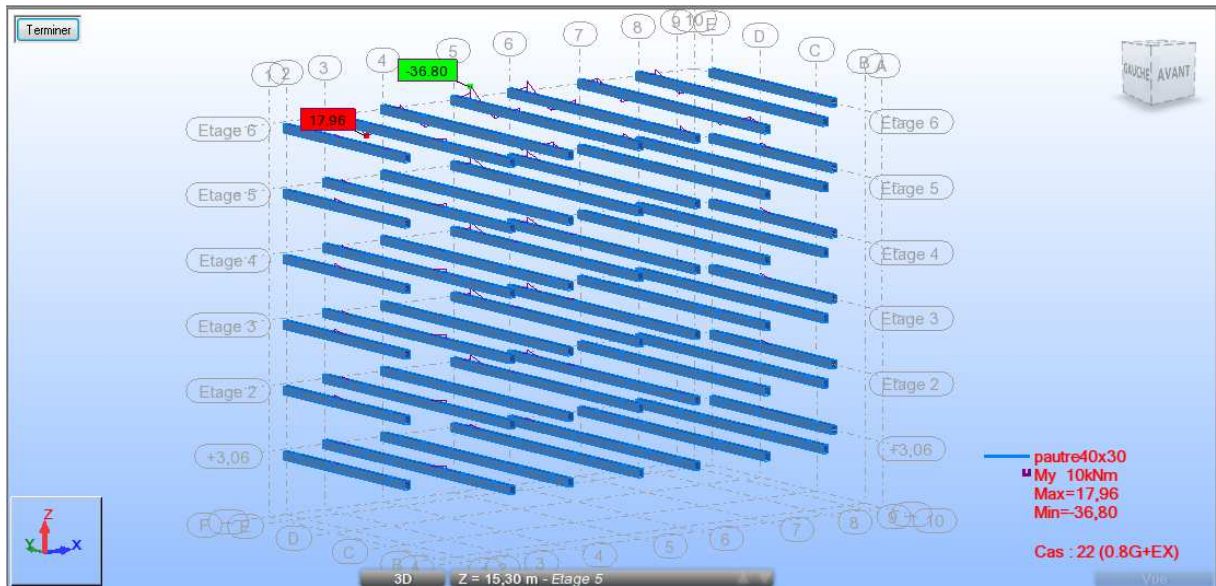


$$G+Q+E_x \Rightarrow M_{a \max}$$

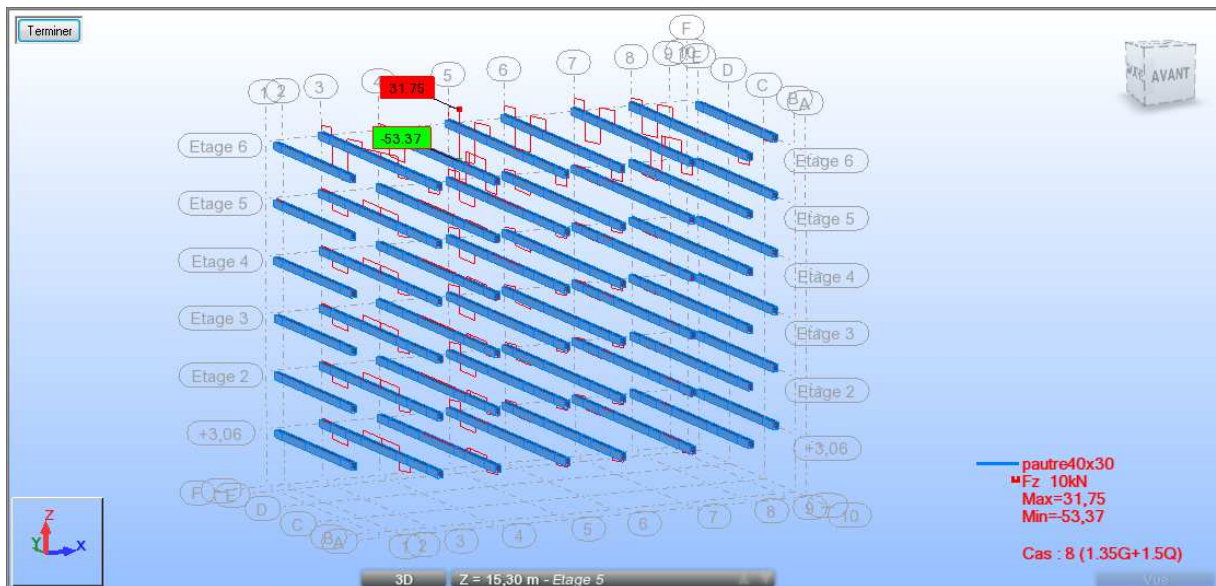




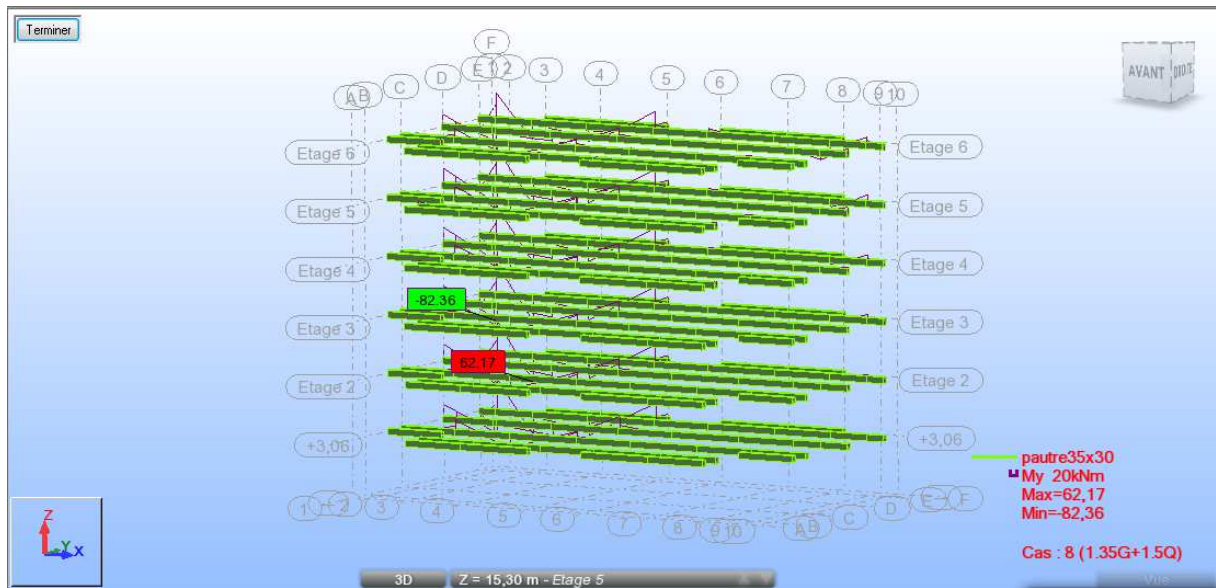
$$0.8G + E_x \Rightarrow M_a \max$$



$$\text{Vérifications : } T_u^{\max}$$



$$ELU \Rightarrow M_u$$



$$G+Q+Ex \Rightarrow M_{a \max}$$





$$0.8G+Q \Rightarrow M_{a \max}$$



Vérifications :  $T_u^{max}$



## ETUDE DES FONDATIONS

### VI-1- Introduction :

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable de posséder des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation, et ceci à une profondeur qui dépend des dimensions de l'ensemble du système de fondation projeté.

### VI -2-Définition de fondation :

Les fondations sont des éléments d'infrastructure et le rôle de ces éléments est de transmettre les charges et surcharges à la terre.

### VI -3 Calcul des semelles :

Pour notre cas on choisie 2 types de semelle :

Semelles carrée S1 [ poteau (30x30) cm<sup>2</sup>]

Semelles Filante S2[ refend(15xL) cm<sup>2</sup>]

#### VI -3-1- Semelle isolé type S1 (Semelles carrée) :

La semelle sollicitée par l'effort normal et le moment.

#### VI -3-1-Pré dimensionnement :

Selon la combinaison [G + Q]

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{30}{30} = 1 \Rightarrow A = B$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 = 2.00 \text{ bar}$$

Dimensions approchées:

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{B^2} \Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow$$

$$B \geq \sqrt{\frac{298880}{0.2}} = 1222.45 \text{ mm}$$

On prend: B= 2.00 m

#### VI -3-1-2- la hauteur de la semelle :

On prend les dimensions de la semelle : A=B= 2 m

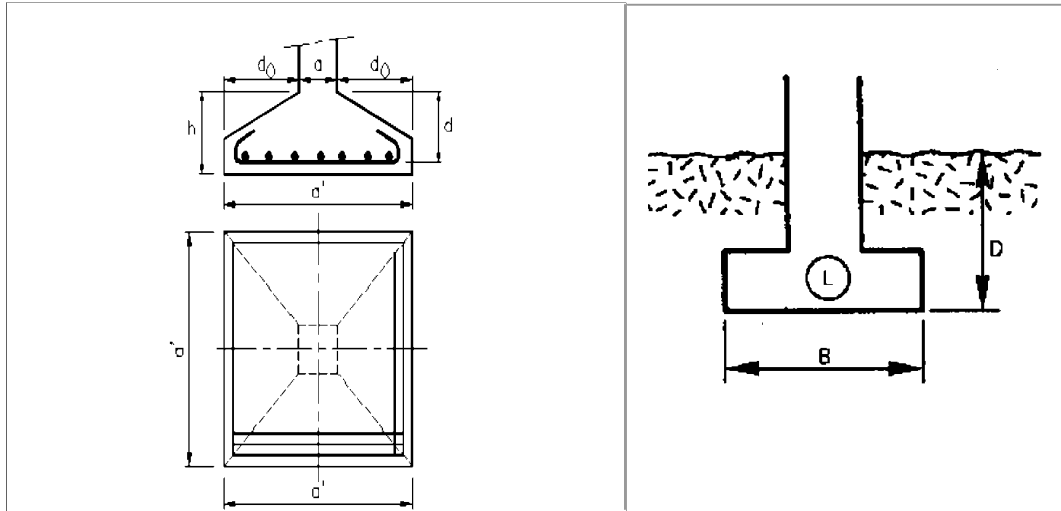
$$h \geq \left\{ \frac{A - a}{4} + 5 \text{cm}; \frac{B - b}{4} + 5 \text{cm} \right\} = 47.5 \text{cm}$$

On prend h=60cm

$$\frac{A-a}{4} \leq d_a = d_b \leq A-a$$

$$d_a = d_b = 55 \text{ cm}$$

$$D = 150 \text{ cm}$$



( Fig VI.1). Dimensionnement d'une semelle carrée.

### VI -3-2- Stabilité au renversement :

**Combinaison: ( 0.8G±E ) :**

$$N = 144.06 \text{ KN}$$

$$M = 16.18 \text{ KN.m}$$

**D'après le RPA 99V2003 (article 10.1.5page81)**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{B}{4}$$

$$N_{tot} = N + P_{semelle} + P_{sol}$$

- Poids propre de la semelle :

$$P_{semelle} = h \times A \times B \times \gamma + a \times b \times (h-0.5) = 60 \text{ KN}$$

- Poids propre du sol :

$$P_{sol} = \gamma_{sol} (D - h) (A - a)^2 = 18 \times (1.5 - 0.6) (2 - 0.3)^2 = 46.81 \text{ KN}$$

$$P_{sol} = 46.81 \text{ KN}$$

$$G_0 = P_{semelle} + P_{sol} = 60 + 46.81 = 106.81 \text{ KN}$$

$$N_{tot} = 144.06 + 0.8(106.81) = 229.50 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{16.18}{144.06} = 0.11 \leq \frac{A}{4} = 0.5 \text{ m} \text{ Donc } \dots \dots \dots \text{ c.v}$$

### VI -3-3- Vérification de la contrainte de sol :

**Combinaison:( G+Q±E) :**

$$N = 659.44 \text{ KN}$$

$$M = 22.14 \text{ KN.m}$$

$$N_{tot} = N + P_{semelle} + P_{sol}$$

$$N_t = 659.44 + (106.81) = 766.25 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{22.14}{659.44} = 0.033 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0.33 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ c.v}$$

**- Alors l'effort normal tombe a l'intérieure de noyau centrale de la semelle :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{766.25}{2 \times 2} \left( 1 + \frac{6 \times 0.033}{2} \right) = 210.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{766.25}{2 \times 2} \left( 1 - \frac{6 \times 0.033}{2} \right) = 172.59 \text{ KN/m}^2$$

La contrainte du sol est sous forme trapèze

- Contrainte moyen :

$$\sigma_{sol} = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 210.52 + 172.59}{4} = 201.03 \text{ KN/m}^2$$

- Vérification:

$$\sigma_{sol} \leq 1.5 \overline{\sigma_{sol}}$$

$$201.03 \leq 300 \dots \dots \dots \text{ c.v}$$

### VI -3-4- Ferrailage de la semelle:

**Combinaison:(1.35G+1.5Q)**

$$N_u = 829.07 \text{ KN}$$

$$M_u = 6.69 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du poids propre du sol et semelle.

$$N_{tot} = N_u + P_{semelle} + P_{sol}$$

$$N_{tot} = 829.07 + 1.35(106.81) = 973.26 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_u}{N_t} = \frac{6.69}{973.26} = 0.006 \text{ m} \leq \frac{B}{24} = 0.083 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ c.v}$$

En conséquence la semelle est entièrement comprimée.

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

D'ou:

$$N' = N_{tot} \times \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \Rightarrow 973.26 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.006}{2}\right) = 982 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_a = A_b = \frac{982 \times 10 \times (200 - 30)}{8 \times 55 \times 347.826} = 11.05 \text{ cm}^2$$

Comme les fissurations est préjudiciable, on va majorer la section d'armatures selon le guide de calcul béton armé.

$$A = \begin{cases} A_u: \text{fissuration peu préjudiciable} \\ 1.10 A_u \text{ fissuration préjudiciable} \\ 1.1(A_u \text{ fissuration très préjudiciable}) \end{cases}$$

Comme la fissuration est préjudiciable, on va donc majorer la section d'armatures par 10%, selon les règles BAEL91

$$A_a = 11.05 \times 1.10 = 12.155 \text{ cm}^2$$

On prend

$$A_a = 10T14 = 15.39 \text{ cm}^2$$

Pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'encrage on calcule la longueur de scellement

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \psi^2} = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} =$$

$$\psi_s = 1.6 \text{ (barre HA)}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\phi = 14 \text{ mm}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.6^2 \times 2.1} = 43.40 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{8} < l_s < \frac{B}{4} \Rightarrow 25 < 43.4 < 50 \text{ cm}$$

Les armatures doivent être prolongées jusqu'à aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter de crochets.

Espacement  $S_t$ :

$$S_t = \frac{\text{distance entre axes des barres extrême}}{\text{nombre d'intervalles entre ces barres}} = \frac{B - 2(5 + \phi/2)}{(n - 1)}$$

$N$  : nombre des barres

On prend l'enrobage latéral = 5cm

$$S_t = \frac{200 - 2(5 + 0.7)}{(10 - 1)} = 20 \text{ cm}$$

**-Semelle Filante S2:**

**-Dimensionnement de semelle :**

Selon la combinaison [G+Q]

$$\bar{\sigma} = 200 \text{ KPa}$$

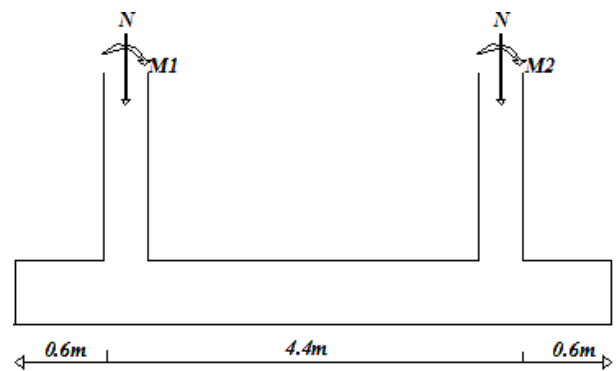
Dimensions approchées

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N_{ser}}{A \times B} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

**-Calcule des efforts tranchants :**

$$N_{ser} = \sum N_{ti} = N_1 + N_2 + N_3$$

$$\Rightarrow N_{ser} = 84.31 + 55.79 + 17.08 = 157.18 \text{ KN}$$



( Fig. VII.2 ) : semelle filante S2 kN

$$R = N_{ser} = 157.18 \text{ kN}$$

Calcul de la longueur de la semelle filante ( x ) :

$$\sum M_a = N_1 \times 0.15 + N_2 \times 4.25 + N_3 \times 2.2 - R \cdot X_{CDG} = 0$$

$$\sum M_a = 0 \Rightarrow X_{CDG} = 1.83 \text{ m}$$

$$A = 1.83 \times 2 + 1.2 = 4.86 \text{ m}$$

A : longueur de la semelle filante

B : largeur de la semelle filante

$$B \geq \frac{1.1 \times \sum N_i}{A \times \sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{1.1 \times 157.18 \times 10^3}{4.86 \times 10^3 \times 0.2} = 177.87 \text{ mm}$$

Donc en adopté :  $B = 1 \text{ m}$

Calcul de la hauteur ( h ) :

L : portée maximale dans le sens considéré ( $L = 380 + 2 \times 30 = 440 \text{ cm}$ )

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ d ou } 29.33 \leq h \leq 44$$

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{B.K}}$$

$E$  : module d'élasticité du béton =  $3,21 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$

$K$  : coefficient de raideur du sol =  $40000 \text{ kN/m}^3$

$I$  : moment d'inertie de la semelle =  $B \cdot h^3/12$

$B$  : largeur de la semelle

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3,21 \times 10^6 \times 9,56}{1 \times 40000}} = 4,28 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L \Rightarrow 6,71 \geq 4,86 \text{ m} \dots \text{cv}$$

### VI -3-2- Stabilité au renversement (comb 0.8G±E) :

$$N = 254,26 \text{ KN}$$

$$M = 12,83 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12,83}{254,26} = 0,05 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = 0,81 \text{ m} \dots \text{cv}$$

Alors l'effort normal tombe à l'intérieure le noyau centrale de la semelle :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{254,26}{4,86 \times 1} \left(1 + \frac{6 \times 0,05}{1}\right) = 68,01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right) = \frac{254,26}{4,86 \times 1} \left(1 - \frac{6 \times 0,05}{1}\right) = 36,62 \text{ KN/m}^2$$

La contrainte du sol est sous forme trapèze

-Contrainte moyenne :

$$\sigma_{\text{sol}} = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 60,16 \text{ KN/m}^2$$

Vérification:

$$\sigma_{\text{sol}} \leq 1,5 \sigma_{\text{sol}}$$

$$60,16 \leq 300 \dots \text{cv}$$

### VI -3-4- Ferrailage de la semelle filante (comb 1.35G+1.5Q):

Calcul de la contrainte :

$$N = 120,69 \text{ KN}$$

$$M = 1,88 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,88}{120,69} = 0,01 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{120,69}{4,86 \times 1} \left(1 + \frac{6 \times 0,01}{1}\right) = 26,32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{120,69}{4,86 \times 1} \left(1 - \frac{6 \times 0,01}{1}\right) = 23,34 \text{ KN/m}^2$$

**-Calcul de la charge:**

$$P_1 = \sigma_1 \times B$$

$$P_1 = \sigma_2 \times B$$

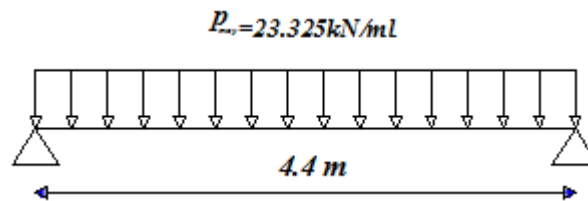
Donc:

$$P_1 = 26.32 \text{ KN/ml}$$

$$P_1 = 23.34 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{moy}} = \frac{3p_1 + p_2}{4} \Rightarrow P_{\text{moy}} = 23.325 \text{ KN/ml}$$

Le moment isostatique:

**• Calcul des réactions :**

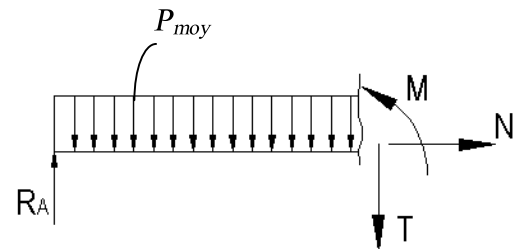
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (23.325 \times 4.4)$$

$$R_A + R_B = 102.63 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B (4.4) = (102.63) \times (4.4 / 2)$$

$$\Rightarrow R_B = 51.315 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_A = 51.315 \text{ kN}$$



**sollicitations de coupe**

**• Calcul des moments :**

$$0 \leq x \leq 4.4 \text{ m}$$

$$\sum F_x = 0 \rightarrow N = 0$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow T(x) = R_A - P_{\text{eq}} \cdot x$$

$$T(0) = R_A = 51.315 \text{ kN}$$

$$T(4.4) = -51.315 \text{ kN}$$



$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.2 \text{ m}$$

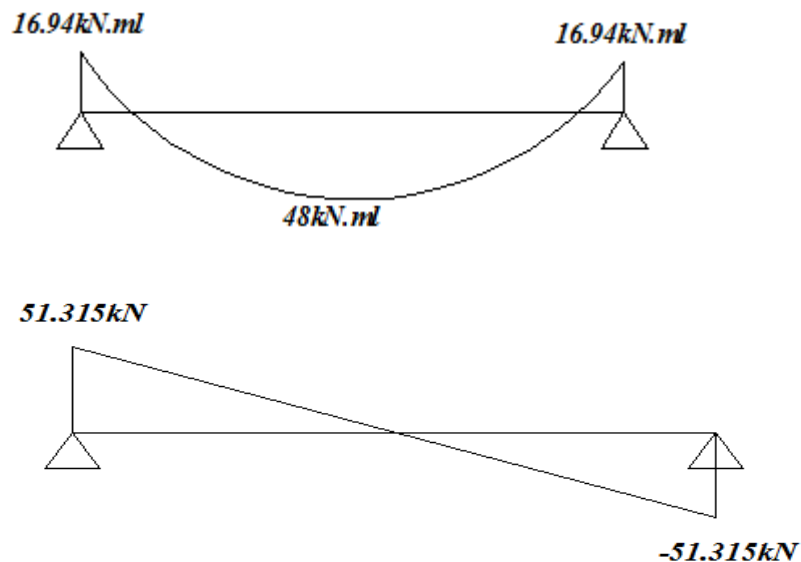
$$M(x) = -P_{eq} \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x = 56.45 \text{ kN.m}$$

$$L=4.4\text{m} \quad M_0 = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{23.325 (4.4)^2}{8} = 56.45 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = 16.94 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 48 \text{ kN.m}$$

**Calcule des moments et effort tranchants:**



( Fig. VII.3 ) : diagramme du moment et effort tranchants

Donc :

$$M_{app}^{MAX} = 16.94 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{MAX} = 48 \text{ KN.m}$$

$$T_{MAX} = 51.315 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales :

**-En Travée :**

$$M_T^{MAX} = 48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_T^{MAX}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_T^{MAX}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

**-Sur appuis :**

$$M_{APP}^{MAX} = 16.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_T^{max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_T^{max}}{\sigma \cdot \beta \cdot d}$$

**Remarque :**

Si :  $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow A=0$ .....(Le Armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$\mu ; \alpha ; \beta$  .....Donnée par le tableau 5 (B.A.E.L83)

**Tableau(VI.1) : Récapitulatif Des Résultats :**

élément	$M^{MAX}(\text{KN.m})$	$b_0(\text{cm})$	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$\beta$	$A_{CAL}(\text{cm}^2)$
Appui	16.94	100	0.0013	0.392	0.0016	0.999	0.52
Travée	48	100	0.0037	0.392	0.0046	0.998	1.46

**Condition de non fragilité : [BAEL(A.4.2.1).....Page29]**

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{avec } \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{tj} = f_{t(28)} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{FeE400 MPa}$$

**En Travée:**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 95 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 11.48 \text{ cm}^2$$

**Sur appuis :**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 100 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} \geq 12.08$$

$$A_{cal} = \max (A_{cal}; A_{min})$$

**Tableau(VI-2) : Récapitulatif Des Résultats de section de ferrailage :**

Element	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adopte} (\text{cm}^2)$
Appuis	0.52	12.08	12.08	7T16=14.07
Travée	1.46	11.48	11.48	7T16=14.07

**-Vérifications De La Contrainte De Cisaillement: [BAEL(A.4.2.1).....Page51]**

La Contrainte tangente :  $\tau_u = \frac{T_U}{b_0 \times d}$  .....[BAEL(A.5.1.1)]

$T_U$  : la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de ELU.

$b_0$  : Désigne de largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$T_U^{MAX} = 47.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{47.8 \times 10^3}{1000 \times 950} = 0.05 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites ( $\perp$  à la fibre moyenne), donc  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\tau_u^- = \min \left( 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

$$\tau_u^- = \min \left( 0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u^- = \min(2.5 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u^- = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 \text{ MPa} < \tau_u^- = 2.5 \text{ MPa} \text{ ..... cv.}$$

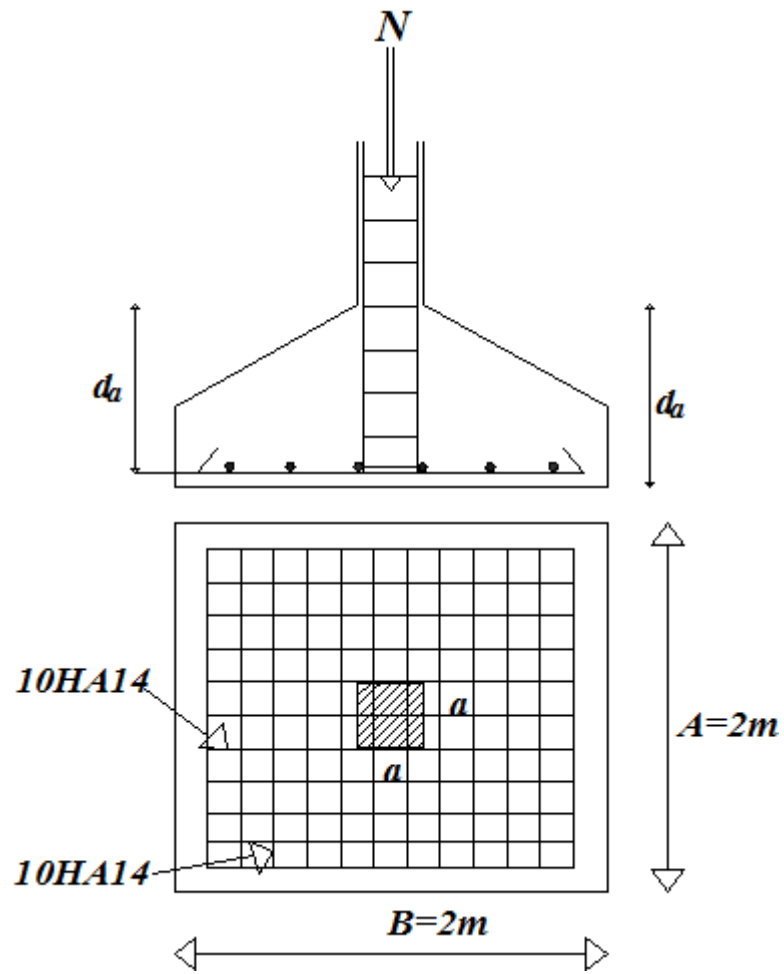
Les armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Cependant afin de maintenir les armatures supérieures et inférieures, on placera un cadre et épingles de 10mm de diamètre.

Dans le sens perpendiculaire, la semelle se calcule comme une semelle isolée soumise à un effort  $P_u$  correspondante à la résultante des forces ramenées par les poteaux.

$$A_{TRANS} = P_u \frac{(B-b)}{8d\sigma_s} = 120.69 \times \frac{(100-30)}{8 \times 95 \times 348} = 319.43 \text{ mm}^2 \quad 3.19 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  $A_{trans} = 8T12 = 9.05 \text{ cm}^2$



Fig( VI.4).Ferrailage de semelle  $S_1$

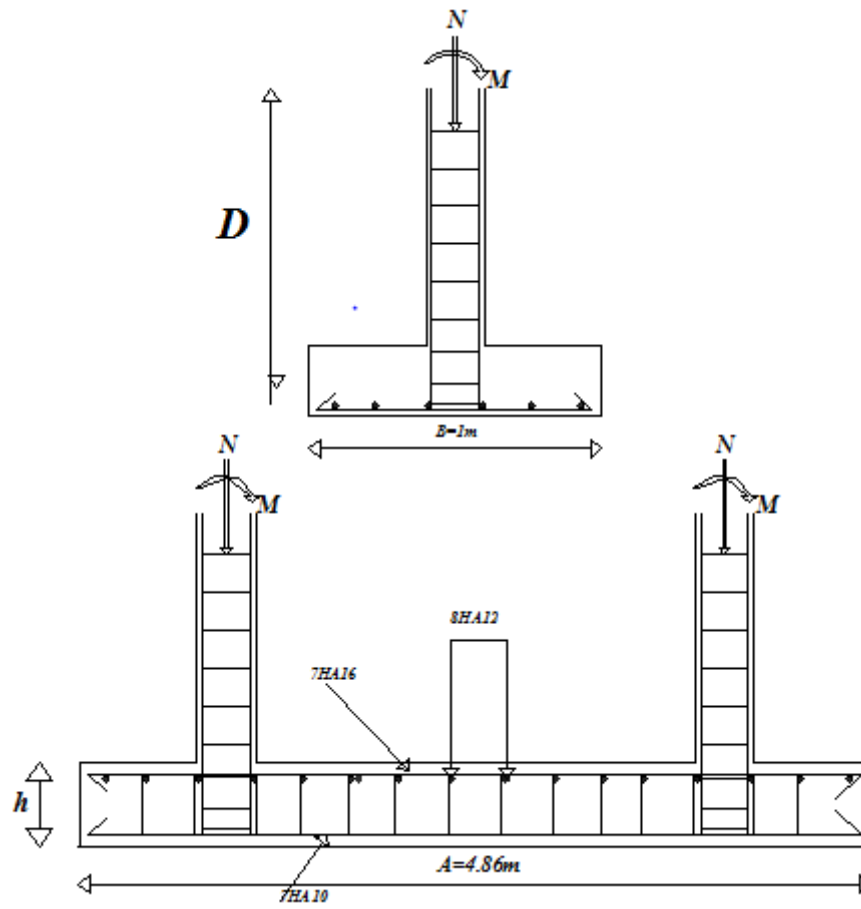


Fig.( VI.5).Ferrailage de semelle S2

**VI-4- Calcul de longrine :**

Les longrines sont des éléments d'infrastructure pour assurer la liaison des poteaux entre eux et éviter les déplacements horizontaux des fondations.

D'après le RPA99V2003 (Article 10.1.1 page 79), les longrines doivent être calculées pour résister à la traction simple sous l'action d'une force.

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

avec

$N$  : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportée par les points d'appui solidaires.

$\alpha$  : coefficient en fonction de la zone sismique et la catégorie de site (tableau 10.1 page 79)

$\alpha = 15$  (zone IIa site 2)

**VI-4-1- dimensionnement :**

D'après le RPA99v2003 (Article 10.1.1 page 79):

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Notre section (30×30) cm<sup>2</sup>

**VI-4-2- Ferrailage :**

$$N_u = 829.07 \text{ KN}$$

$$F = N_u / \alpha = 5527.133$$

$$A_s = F / \sigma_s = 55271.33 / 100.348 = 1.58 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99V2003 (Article 10.1.1 page 79) la section minimal d'armature:

$$A_{\min} \geq 0.8\% b \times h = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

On adapte 4HA12+2 HA14 = 7.60 cm<sup>2</sup>

**VI-4-3- Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s / f_e \geq B / f_{t28} \rightarrow B \leq A_s \times f_e / f_{t28} = 7.60 \times 400 / 2.1 = 1447.61 \text{ cm}^2$$

$$B = 30 \times 30 = 900 < 1447.61 \text{ cm}^2$$

**VI-4-4- Vérification l'ELS**

Puisque la fissuration est considérée préjudiciable donc il faut vérifier que

$$\sigma_s = N_s / A_s \leq 240 \text{ MPa}$$

$$N_s = 298.88 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{298.88 \times 10^3}{7.60 \times 10^4} = 3.93 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

**VI-4-5 -les armatures transversale :**

$$\Phi_t = \min (h/ 35, \Phi_L, b_0/ 10)$$

On adopte (armature lisse FeE 235) :  $\Phi_t = 8\text{mm}$

-Calcul de l'espacement ( $St$ ) :

Selon les règles (BAEL 91) :

$$St \leq \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

Donc on prend:  $St = 15\text{cm}$

Selon la règle (RPA Article 7.5.2.2 page53)

$$St = \min (h/4 ; 12 \phi_t) \dots\dots\dots \text{zone nodale.}$$

$$St \leq h/2 \dots\dots\dots \text{zone courant.}$$

$$St = \min (h/4 ; 12 \phi_t ) = 7.5 \text{ cm.}$$

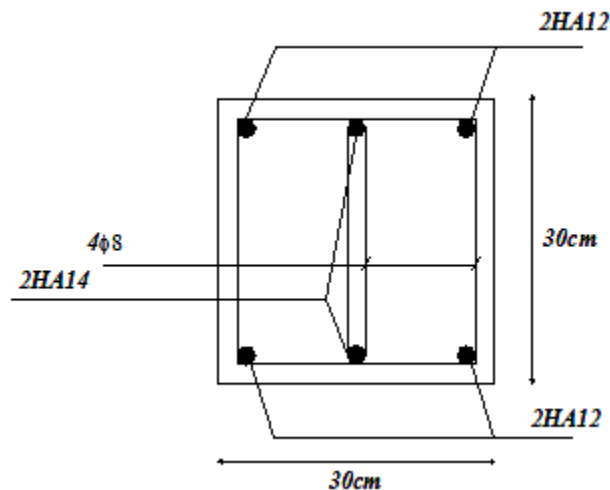
$$St \leq h/2 = 15 \text{ cm.}$$

$$St = \min (St \text{ BAEL, } St \text{ RPA}) = 20\text{cm}$$

Donc la distance choisie est.

Zone courante :  $St = 15 \text{ cm.}$

Zone nodale :  $St = 10 \text{ cm.}$



**Fig.( VI.6).Ferrailage des longrines**

## **ETUDE SISMIQUE**

### **INTRODUCTION :**

*C'est à partir de la contribution de chaque élément dans la résistance aux actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage qu'on peut classer les différents éléments structuraux (principaux ou secondaires). L'ensemble secondaire est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :*

### **IV-1-Détermination des masses et centres de masse par étages :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur),

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : la masse de l'élément  $i$ ,

$X_i, Y_i$  : coordonnées du CDG de l'élément ( $i$ ) par rapport au repère global.

### **-ROBOT 2009 :**

*est un logiciel de calcul et de conception des structures adapté aux bâtiments et ouvrages de Génie Civil. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.*



**IV-2- Caractéristiques massique :****(Tableau IV-1) masse de Bâtiment**

<b>Calcul robot</b>	
<b>Niveau</b>	<b>W<sub>étage</sub> (t)</b>
<b>5<sup>ème</sup></b>	175,59
<b>4<sup>ème</sup></b>	175,21
<b>3<sup>ème</sup></b>	176,84
<b>2<sup>ème</sup></b>	176,84
<b>1<sup>er</sup></b>	176,84
<b>RDC</b>	176,84
<b>Somme</b>	1058,16

**IV-3- Vérification de l'excentricité :**

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x = X_G - X_C$$

$$e_y = Y_G - Y_C$$

**IV- 3-1- L'excentricité théorique :****(Tableau IV-2) Centre de ( masse+ torsion)**

<b>ETAGE</b>	<b>Position du centre de Masse</b>		<b>Position du centre de Torsion</b>		<b>Excentricité</b>	
	<b>X<sub>G</sub>(m)</b>	<b>Y<sub>G</sub>(m)</b>	<b>X<sub>C</sub>(m)</b>	<b>Y<sub>C</sub>(m)</b>	<b>ex<sub>t</sub>(m)</b>	<b>ey<sub>t</sub>(m)</b>
<b>RDC</b>	12,20	7,48	12,20	5,99	0	1,49
<b>1<sup>er</sup></b>	12,20	7,50	12,20	5,99	0	1,5
<b>2<sup>ème</sup></b>	12,20	7,47	12,20	5,99	0	1,48
<b>3<sup>ème</sup></b>	12,20	7,47	12,20	5,99	0	1,48
<b>4<sup>ème</sup></b>	12,20	7,47	12,20	5,99	0	1,48
<b>5<sup>ème</sup></b>	12,20	7,47	12,20	5,99	0	1,48

**IV-3-2-L'excentricité prévue par le RPA 99 :**

Le RPA99/version2003 (art 4.3.7) préconise quand il est procédé a une analyse tridimensionnelle, de prendre en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité **accidentelle (additionnelle)** égale a  $\pm 5\% L$  (L: étant le dimension du plancher perpendiculaire a la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

**(Tableau IV-3) L'excentricité accidentelle**

ETAGE	Lx (m)	Ly(m)	ex <sub>a</sub> (m)	ey <sub>a</sub> (m)
RDC	24,2	12 ,30	1,21	0,615
1 <sup>er</sup>	24,2	12 ,30	1,21	0,615
2 <sup>ème</sup>	24,2	12 ,30	1,21	0,615
3 <sup>ème</sup>	24,2	12 ,30	1,21	0,615
4 <sup>ème</sup>	24,2	12 ,30	1,21	0,615
5 <sup>ème</sup>	24,2	12 ,30	1,21	0,615

- **L'excentricité retenue:** On doit étudier les quatre cas suivants :

1.  $e_x = e_{xth} + e_{ax}$ .
2.  $e_x = e_{xth} - e_{ax}$ .
3.  $e_y = e_{yth} + e_{ay}$
4.  $e_y = e_{yth} - e_{ay}$

Cette étude est nécessaire pour les raisons suivantes:

- ❖ pour palier les erreurs de calcul de centre de gravite des masses.
- ❖ Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges.
- ❖ Pour palier les erreurs d'exécution.

Mais pour des raisons de manque de temps, on va considérer le cas le plus défavorable.

Le tableau suivant résume les résultats précédents :

**(Tableau IV- 4) résumée des résultats précédents**

Niveau	$e_x = e_{xth} + e_{ax}$	$e_x = e_{xth} - e_{ax}$	$e_y = e_{yth} + e_{ay}$	$e_y = e_{yth} - e_{ay}$	e <sub>x</sub> à retenir	e <sub>y</sub> à retenir
RDC	1.21	-1.21	2.105	0.875	1.21	2.105
1 <sup>er</sup>	1.21	-1.21	2.115	0.885	1.21	2.115
2.3.4.5 étage	1.21	-1.21	2.095	0.865	1.21	2.095

## **IV-4-Etude Sismique**

### **IV- 1- INTRODUCTION :**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

### **VI-4-2-La méthode utilisé:**

Pour calcul des forces sismiques Nous avons utilisé La méthode statique équivalente et la méthode dynamique.

### **VI.2.3.La méthode statique équivalente:**

VI.2.3.1. Condition d'application de la méthode statique équivalente:

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans la condition suivant:

- a) La bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait à la condition de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et zone III.
- b) La bâtiment ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a),

Vérification des conditions d'application de la méthode statique:

1/ Le bâtiment étudié satisfaisant à la condition de régularité en plan et en élévation avec une Hauteur  $18.36 \text{ m} < 65 \dots \dots \dots$  (c.v)

2/ tout les groupe d'usage (zone IIa)..... (c.v)

Alors, on peut utiliser la méthode statique.

## **IV-4 - CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE :**

### **IV-4-1 Méthode statique Equivalente :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales (calculé par Robot) ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si  $V_t > 0,8 V_s$  il

faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments) dans le rapport  $0,8v/v_t$  (RPA 99, version 2003.4.3.6). Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux selon la formule.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

**-Notation :**

$V$ : effort tranchant à la base.

$A$ : coefficient d'accélération de zone donne par le (TAB.4.1)

(Tableau IV-5) : groupe d usage

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

**ZONE IIa, groupe 2 → A = 0,15**

$D$ : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de

Correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ )

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

$T_2$ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où

$\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure

**T.A.B.4.2. R.P.A 99 : (Tableau IV-6)**

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\rightarrow \xi = 10 \%$$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.76 \geq 0.7$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux dernier niveau (N).

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31** →  $C_T = 0,050$

$D$ : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = 0,05 \times 18.36^{3/4} = 0,44 \text{ sec}$$

on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{24.20}} = 0.33 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.33 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{14.7}} = 0.43 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0.43 \text{ sec}$$

On prend  $T_x=0.33\text{sec}$   $T_y=0.43\text{sec}$

**-T.A.B.4.7 RPA99 p34 (valeurs de  $T_1$  et  $T_2$ ) : (Tableau IV-7)**

Site	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$
$T_2$	0,30	0.40	0.50	0.70

Site (ferme) ( $S_2$ )  $\rightarrow T_2 = 0,40$  sec

On a  $0 \leq T \leq T_2$  sec  $\Rightarrow D = 2,5 \eta \quad D=2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$

Donc :  $D_x=1.9$

$$D_y= 1.81$$

$R$  : coefficient de comportement global de la structure donnée par RPA99 le tableau (4.3)

$\rightarrow$  Contreventement mixte  $\Rightarrow R = 5$

$Q$  : facteur de qualité, il est déterminé par la forme :  $Q = 1 + \sum_1^b P_q$

$P_q$  : la pénalité qui dépend de l'observation ou non de (Tableau IV-6) la critère « q » d'après le

**T.A.B 4.4 (R.P.A 99) (Tableau IV-8)**

Critère "q"	$P_q$	
	$Q_x$	$Q_y$
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10

on ressortir que :

$$Q_x=1.20$$

$$Q_y=1.25$$

$W$  : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d'exploitation (R.P.A 99)

$$\text{On a } W= 1058.16 \text{ t}$$

(Tableau IV-9) : calcul méthode équivalent

sens	A	D	R	Q	W(t)	V(t)	0,8V(t)
<b>longitudinal</b>	0,15	1.9	5	1,20	1058.16	72.38	57.9
<b>transversal</b>	0,15	1.81	5	1,25	1058.16	71.82	57.46

**IV-4-2-Effort tranchant de la base : ROBOT**

$$V_x = 122.6 t \quad V_y = 88.33t$$

**IV-4-3-Vérifications :**

$$V_{dyn} / V_{staq} \geq 0.8$$

**-Sens longitudinal :**

$$122.6/57.9 = 2.12 \geq 0.8 \dots \dots \dots \text{Vérifie}$$

**-Sens transversal :**

$$88.33/57.46 = 1.54 \geq 0.8 \dots \dots \dots \text{Vérifie}$$

**IV-4-3-Nombre de mode à considérer :**

Le **RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a)** préconise de prendre en considération ce qui suit:

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux Directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T la période du mode

➤ **Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique modale :**

(Tableau IV-10) : les facteurs de participation

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,62	0,62	70,24	0
2	2,76	0,36	79,24	72,13
3	3,18	0,31	80,45	79,33
4	6,43	0,16	90,51	91,29

-on constate qu'il faut 10 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

-le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation selon l'axe X avec 70,24% de participation de masse modale.

-le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation selon l'axe Y avec 79,24% de participation de masse modale.

-le 3<sup>ème</sup> mode est mode torsion pure.

-on constate que la majorité des modes.

#### IV-4-4-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes: (art 4.2.5RPA99)

$$V = Ft + \sum F_i$$

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante

$$\begin{cases} F_t = 0.07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces  $F_i$  sont distribuées sur la hauteur de la structure selon

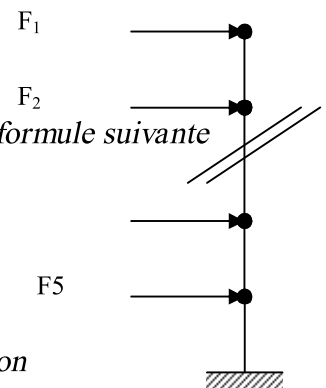
La formule suivante :

$$F_i = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$$

Avec :

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force  $i$



(FigIV-1) : forces sismiques



$h_j$  : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i$ ;  $W_j$  : poids revenant au plancher  $i$ ;  $j$

#### IV-4-4-1-Distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage  $k$  est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

➤ les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **-Sens longitudinal (Tableau IV-11) : forces sismiques sens xx**

Cas/Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	$\sum FX$ [kN]
RDC	157,79	1069	1226,79
Etage 1	354,14	828,61	1182,75
Etage 2	414,47	677,05	1091,52
Etage 3	430,53	530,98	961,51
Etage 4	410,8	394,2	805
Etage 5	412,25	193,71	605,96

**-Sens transversal : (Tableau IV-12) : forces sismiques sens yy**

Cas/Etage	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	$\sum FX$ [kN]
RDC	27,81	855,51	883,31
Etage 1	48,13	819,84	867,97
Etage 2	66,23	768,74	834,97
Etage 3	76,92	675,22	752,14
Etage 4	80,46	541,66	622,12
Etage 5	91,01	352,81	443,82

#### IV-4-4-2-Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau «  $k$  » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$

$R$  : coefficient de comportement = 5

$\Delta_K$  : le déplacement relatif au niveau «  $k$  » par rapport au niveau «  $k-1$  » est égal à

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

**-Donc:**

$\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$  sont inférieurs à  $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306m = 3.06cm$ .

**-Sens longitudinal : (Tableau IV-13)**

	<b>dr UX [cm]</b>	$\Delta_{adm}(cm)$	< 3.06
Cas 6	EX		
Etage 1	0,1	3.06	vérifie
Etage 2	0,2	3.06	vérifie
Etage 3	0,3	3.06	vérifie
Etage 4	0,4	3.06	vérifie
Etage 5	0,4	3.06	vérifie
Etage 6	0,4	3.06	vérifie

**-Sens transversal : (Tableau IV-14)**

	<b>dr UY [cm]</b>	$\Delta_{adm}(cm)$	< 3.06
Cas 7	EY		
Etage 1	0	3.06	vérifie
Etage 2	0,1	3.06	vérifie
Etage 3	0,1	3.06	vérifie
Etage 4	0,1	3.06	vérifie
Etage 5	0,1	3.06	vérifie
Etage 6	0,1	3.06	vérifie

**IV-4-4-3-Justification de l'effet P- $\Delta$  :**

L'effet du second ordre (ou effet de P- $\Delta$ ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

**L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40**

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0, 10$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de

Niveau k :

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$  : hauteur de l'étage k.

**-Sens longitudinal :** (Tableau IV-15)

Niveau	Wi (T)	pk (T)	$\Delta_k$ (m)	V <sub>x</sub>	h <sub>k</sub> (m)	$\theta$	<0.10
5	175,59	175,59	0.004	60.596	3.06	0.0038	vérifie
4	175,21	350.80	0.004	80.5	3.06	0.0057	vérifie
3	176,84	527.64	0.004	96.154	3.06	0.0072	vérifie
2	176,84	704.48	0.003	109.152	3.06	0.0063	vérifie
1	176,84	881.32	0.002	128.275	3.06	0.0045	vérifie
RDC	176,84	1058.16	0.001	122.679	3.06	0.0028	vérifie

**-Sens transversal :** (Tableau IV-16)

Niveau	Wi (T)	pk (T)	$\Delta_k$ (m)	V <sub>y</sub>	h <sub>k</sub> (m)	$\theta$	<0.10
5	175,59	175,59	0.001	88.331	3.06	0.00065	vérifie
4	175,21	350.80	0.001	66.797	3.06	0.0017	vérifie
3	176,84	527.64	0.001	83.497	3.06	0.00206	vérifie
2	176,84	704.48	0.001	75.214	3.06	0.0031	vérifie
1	176,84	881.32	0.001	62.212	3.06	0.0046	vérifie
RDC	176,84	1058.16	0.000	44.382	3.06	0.00000	vérifie

**-Remarque :**

Puisque tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- $\Delta$  peut être négligé pour les deux sens.

**-Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

$M_r$  : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

$M_s$  : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

**-Sens longitudinal :**

$$M_s = 77774.76 \text{ KN.m}$$

*(Tableau IV-17)*

Niveau	$F_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
1	1226,79	3.06	3753.98
2	1182,75	6.12	7238.43
3	1091,52	9.18	10020.15
4	961,51	12.24	11768.88
5	805	15.3	12316.5
6	605,96	18.36	1125.42
$M_{R_x}$			46223.36

**-Vérfications:**

$$M_s/M_{R_x} = 1.68 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

**-Sens transversal :**

$$M_s = 128037.36 \text{ KN.m}$$

*(Tableau IV-18)*

Niveau	$F_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
1	883,31	3.06	2702.92
2	867,97	6.12	5311.98
3	834,97	9.18	7665.02
4	752,14	12.24	9206.19
5	622,12	15.3	9518.44
6	443,82	18.36	8148.54
$M_{R_y}$			42553.09

**-Vérfications:**

$$M_s/M_{R_y} = 3 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

**B - Planché terrasse**

$$G = 0,65 \times 5,63 = 3,66 \text{ kN/ml}$$

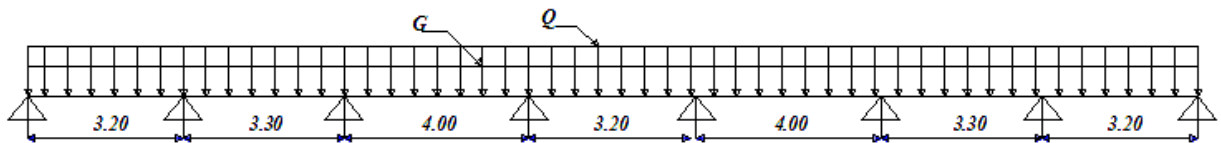
$$Q = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

**Combinaison à l'E.L.U**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,66 + 1,5 \times 0,65 = 5,92 \text{ kN/ml}$$

**Combinaison à l'E.L.S**

$$q_s = G + Q = 4,32 \text{ kN/ml}$$

**-Premier type de planchée**

(Fig.III-10) : Forme planche terrasse

**En commence dans calcul**

$$q_u = 5,92 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = 4,32 \text{ kN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0,15$$

**➤ Travée 1-2**

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$M_t + \frac{(0,2 + 0,5)M_0}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,15) M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,7 M_0 \\ 0,695 M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,7 M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \cdot 0,150}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,623 M_0$$

On prend le max des moments:  $M_t = 0,7 M_0$

➤ **-Travée 2-3**

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,6M_0 \\ 0,595M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,6M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \cdot 0,150}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,523M_0$$

$$\text{On prend : } \underline{M_t = 0,7M_0}$$

➤ **Travée 3-4**

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,65M_0 \\ 0,645M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,65M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \cdot 0,150}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,523M_0$$

$$\text{On prend : } \underline{M_t = 0,7M_0}$$

➤ **Travée 4-5**

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t + \frac{(0,4 + 0,4)M_0}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,150)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,65M_0 \\ 0,645M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,65M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3 \cdot 0,150}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,523 M_0$$

On prend :  $M_t = 0,7 M_0$

- **Moments et efforts tranchants isostatiques ELU**

- **Travée 1-2**

$$L = 3,20 \text{ , } M_{01} = M_{07} = 7.58 \text{ kN.m} \quad \longrightarrow \quad M_t = 5.306 \text{ kN.m}$$

$$T_{01} = T_{07} = 9.472 \text{ KN}$$

- **Travée 2-3**

$$L = 3,30 \text{ , } M_{02} = M_{06} = 8.06 \text{ kN.m} \quad \longrightarrow \quad M_t = 5.642 \text{ kN.m}$$

$$T_{02} = T_{06} = 9.768 \text{ KN}$$

- **Travée 3 - 4**

$$L = 4,00 \text{ , } M_{03} = M_{05} = 11.84 \text{ kN.m} \quad \longrightarrow \quad M_t = 8.288 \text{ kN.m}$$

$$T_{03} = T_{05} = 11.84 \text{ kN}$$

- **Travée 4-5**

$$L = 3,20 \text{ , } M_{04} = 7.58 \text{ kN.m} \quad \longrightarrow \quad M_t = 5.306 \text{ kN.m}$$

$$T_{04} = 9.472 \text{ KN}$$

- **Moments sur appuis (ELU)**

- **Appui 1** :  $M_1 = 0,2 M_{01} = 0,2 \cdot 7.58 = 1.51 \text{ kN.m}$

- **Appui 2** :  $M_2 = 0,5 \cdot \max\{M_{01}, M_{02}\} = 0,5 \cdot 8.06 = 4.03 \text{ kN.m}$

- **Appui 3** :  $M_3 = 0,4 \cdot \max\{M_{02}, M_{03}\} = 0,4 \cdot 11.84 = 4.74 \text{ kN.m}$

- **Appui 4** :  $M_4 = 0,4 \cdot \max\{M_{03}, M_{04}\} = 0,4 \cdot 7.58 = 3.03 \text{ kN.m}$

- **Appui 5** :  $M_5 = 0,4 \cdot \max\{M_{04}, M_{05}\} = 0,4 \cdot 7.58 = 3.03 \text{ kN.m}$

- **Appui 6** :  $M_6 = 0,4 \cdot \max\{M_{05}, M_{06}\} = 0,4 \cdot 11.84 = 4.74 \text{ kN.m}$

- **Appui 7** :  $M_7 = 0,5 \cdot \max\{M_{06}, M_{07}\} = 0,5 \cdot 8.06 = 4.03 \text{ kN.m}$

- **Appui 8** :  $M_8 = 0,2 M_{07} = 0,2 \cdot 7.58 = 1.51 \text{ kN.m}$

- **Efforts tranchants (ELU)**

- **Travée 1-2**

$$T_w = 9.472 + (-5.306) = 4.166 \text{ kN}$$

$$T_e = -9.472 + (-0.336) = -9.808 \text{ kN}$$

- **Travée 2-3**

$$T_w = 9.768 + (-5.642) = 4.126 \text{ kN}$$

➤  $T_e = -9.768 + (-2.646) = -12.414 \text{ kN}$

➤ **Travée 3-4**

➤  $T_w = 11.84 + (-8.288) = 3.552 \text{ kN}$

➤  $T_e = -11.84 + (2.982) = -8.858 \text{ kN}$

➤ **Travée 4-5**

•  $T_w = 9.472 + (-2.982) = 6.652 \text{ kN}$

•  $T_e = -9.472 + (-2.982) = -12.454 \text{ kN}$

➤ **Travée 5-6**

➤  $T_w = 11.84 + (2.982) = 14.882 \text{ kN}$

➤  $T_e = -11.84 + (8.288) = -3.55 \text{ kN}$

➤ **Travée 6-7**

➤  $T_w = 9.768 + (2.646) = 12.414 \text{ kN}$

➤  $T_e = -9.768 + (5.642) = -4.126 \text{ kN}$

➤ **Travée 7-8**

➤  $T_w = 9.472 + (0.336) = 9.808 \text{ kN}$

➤  $T_e = -9.472 + (5.306) = -4.166 \text{ kN}$

• **Moments et efforts tranchants isostatiques ELS**

➤ **Travée 1-2**

$L = 3,20$  ,  $M_{01} = M_{07} = 5.53 \text{ kN.m}$

  $M_f = 3.871 \text{ kN.m}$

$T_{01} = T_{07} = 6.91 \text{ kN}$

➤ **Travée 2-3**

$L = 3,30$  ,  $M_{02} = M_{06} = 5.88 \text{ kN.m}$

  $M_f = 4.116 \text{ kN.m}$

$T_{02} = T_{06} = 7.128 \text{ kN}$

➤ **Travée 3 - 4**

$L = 4,00$  ,  $M_{03} = M_{05} = 8.64 \text{ kN.m}$

  $M_f = 6.048 \text{ kN.m}$

$T_{03} = T_{05} = 8.64 \text{ kN}$

➤ **Travée 4-5**

$L = 3.20$  ,  $M_{04} = 5.53 \text{ kN.m}$

  $M_f = 3.871 \text{ kN.m}$

$T_{04} = 6.91 \text{ kN}$

• **Moments sur appuis (ELS)**

- **Appui 1** :  $M_1 = 0,2M_{01} = 0,2 \cdot 5.53 = 1.106 \text{ kN.m}$

- **Appui 2** :  $M_2 = 0,5 \cdot \max\{M_{01}, M_{02}\} = 0,5 \cdot 5.88 = 2.94 \text{ kN.m}$

- **Appui 3** :  $M_3 = 0,4 \cdot \max\{M_{02}, M_{03}\} = 0,4 \cdot 8.64 = 3.456 \text{ kN.m}$



- **Appui 4** :  $M_4 = 0,4 \max \{M_{03}, M_{04}\} = 0,4 \cdot 5,53 = 2,212 \text{ kN.m}$
- **Appui 5** :  $M_5 = 0,4 \max \{M_{04}, M_{05}\} = 0,4 \cdot 5,53 = 2,212 \text{ kN.m}$
- **Appui 6** :  $M_6 = 0,4 \cdot \max \{M_{05}, M_{06}\} = 0,4 \cdot 8,64 = 3,456 \text{ kN.m}$
- **Appui 7** :  $M_7 = 0,5 \cdot \max \{M_{06}, M_{07}\} = 0,5 \cdot 5,88 = 2,94 \text{ kN.m}$
- **Appui 8** :  $M_8 = 0,2 M_{07} = 0,2 \cdot 5,53 = 1,106 \text{ kN.m}$

- **Efforts tranchants (ELS)**

- **Travée 1-2**

$$T_w = 6,91 + (-3,871) = 3,039 \text{ kN}$$

$$T_e = -6,91 + (-0,245) = -7,155 \text{ kN}$$

- **Travée 2-3**

- $T_w = 7,128 + (-4,116) = 3,012 \text{ kN}$

- $T_e = -7,128 + (-1,932) = -9,06 \text{ kN}$

- **Travée 3-4**

- $T_w = 8,64 + (-6,048) = 2,592 \text{ kN}$

- $T_e = -8,64 + (2,177) = -6,663 \text{ kN}$

- **Travée 4-5**

- $T_w = 6,91 + (-2,177) = 4,733 \text{ kN}$

- $T_e = -6,91 + (-2,177) = -9,087 \text{ kN}$

- **Travée 5-6**

- $T_w = 8,64 + (2,177) = 10,817 \text{ kN}$

- $T_e = -8,64 + (6,048) = -2,592 \text{ kN}$

- **Travée 6-7**

- $T_w = 7,128 + (1,932) = 9,06 \text{ kN}$

- $T_e = -7,128 + (4,116) = -3,012 \text{ kN}$

- **Travée 7-8**

- $T_w = 6,91 + (0,245) = 7,155 \text{ kN}$

- $T_e = -6,91 + (3,871) = -3,039 \text{ kN}$

**A - Ferrailage des poutrelles :**

**en travée :**

$$M_u = 8.288 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu = 8.288 / (65 \times (18)^2 \times 14.2) = 0.028$$

On a:

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

-FeE400

-HA type 1  $\Rightarrow$  Selon le **BAEL 91** :

$\mu < \mu_l \Rightarrow$  sections sans armature comprimer

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.035$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 17.75 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

(Tableau-III-6): Resultat ferrailage sur Travée

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$\sigma_\sigma$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ min (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{s.adot}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	8.288	0.028	0,035	17.748	348	1.34	1.41	<b>3HA12</b>	3.39

**Sur appuis :**

$$M_{max} = 4.74 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 (0,18 - 0,02) = 59,07 \text{ kN.m}$$

$M_{max} < M_t \Rightarrow$  on fait le calcul pour la même section rectangulaire (65x20 cm<sup>2</sup>).

(Tableau-III-7): Resultat ferrailage sur appui

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$\sigma_\sigma$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ min (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{s.adot}$ (cm <sup>2</sup> )
Appui	4.74	0,016	0,02	17.856	348	0.76	0.22	<b>2HA12</b>	2,26

**B - Armature transversal :**

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = V_u / b_0 d \text{ avec } b_0 = 10 \text{ cm, } d = 18 \text{ cm, } V_u = 14.882 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1488.2 / 100 \times 180 = 0,827 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}, 4Ma) = \min(3.25, 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Pour l'espacement ainsi que la section d'acier on a :

➤ Diamètres Minimales  $\Phi_t$  : [BAEL]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\Phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 12; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71; 12; 10)$$

Soit :  $\phi_t = 5 \text{ mm}$

Donc en adopte des cadres  $2\Phi 6$  d'où :

$A_t = 2\Phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$ ; de nuance FeE235

➤ Espacement Des Cadres: [BAEL]

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_c}{0.4b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 10} = 32.90 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 f_c (\cos \alpha + \sin \alpha) A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times K)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 235 \times 0.56}{10 \times 1.15 \times (0.827 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 52.28 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \geq 52.28 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$

$$S_t \leq \min(16.2; 32.9; 52.28)$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

### C - Vérification de la condition de non fragilité :

(Art.A.U.2 de BAEL91) :

$$A_s \geq (0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}) / F_c$$

**en travée :**

$$(0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1) / 400 = 1.41 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

**sur appui :**

$$A_s = 0.22 \text{ cm}^2 < 2.26 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

#### D - Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

1-appuis de rive : l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante :

$$V_u < \overline{V}_u$$

$$V_u = 14.882 \text{ kN} = 0.014882 \text{ MN}$$

$$\overline{V}_u = 0.267 \times 0.9 \cdot d \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$$

$$V_u < \overline{V}_u \quad (\text{condition vérifiée}).$$

#### E - Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table - nervure) :

$$\overline{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = V_u(b-b_0)/1.8 \times d \cdot b_0 \cdot h_0 = 14.882 \times (0.65-0.10) / 1.8 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04$$

$$\tau_u = 0.97 \text{ Mpa} < 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad (\text{condition vérifiée}).$$

#### F - Vérification de la flèche :

$$\bullet \quad \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq 0.044 \dots \dots \dots (c.v)$$

$$\bullet \quad \frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{15M0} \Rightarrow 0.05 \geq \frac{0.7M0}{15M0} = 0.046 \dots \dots \dots (c.v)$$

Voir les résultats

$$\bullet \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.0019 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (c.v)$$

#### III -4 - 3 - A -3 - Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage de laquelle les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$L_n$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_n = 65 \text{ cm}$ ).

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

$A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$F_e = 520 \text{ MPa}$  'quadrillage de T.S.TIE 520.

$$50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} \text{ avec: } (L_n \text{ en cm}). \Rightarrow A_1 = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_1 = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Espacement :

n : nombres des barres

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = A_1/2 \Rightarrow A_2 = 0.98/2 = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0.49 \text{ cm}^2$$

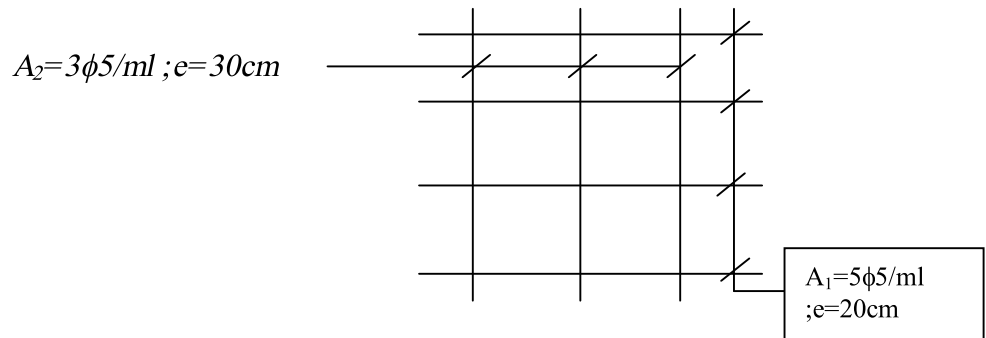
$$\text{On adopte : } A_2 = 3\phi 5 = 0.59 \text{ cm}^2$$

Espacement :

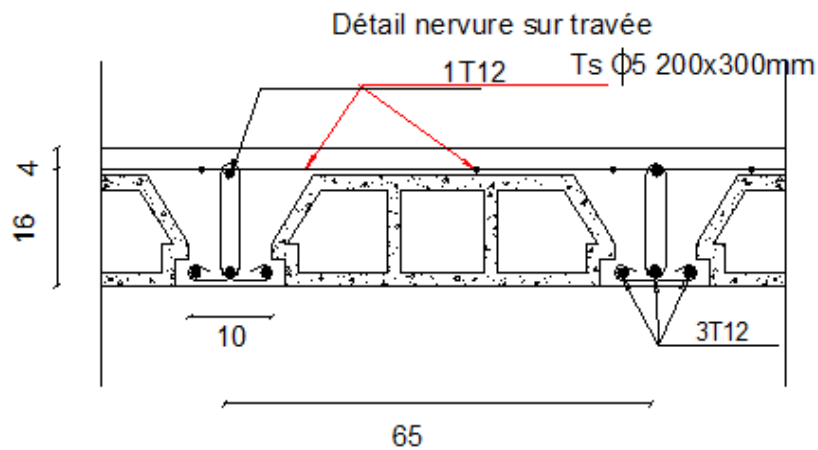
$$S_t = \frac{100}{n} \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

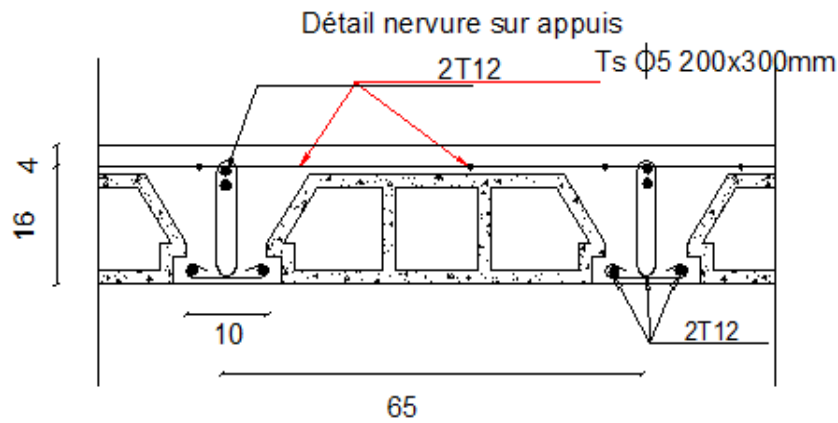
$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension  $(200 \times 300) \text{ mm}^2$



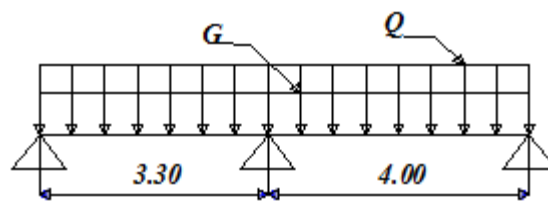
**Schéma de ferrailage de la table de compression**





(Fig.III-11) : Ferrailage de nervure terrasse1

**Deuxième type de planchée**



(Fig.III-12) :Forme planche terrasse

$3,3/4 = 0,82 \dots\dots\dots cv$

$4/3,3 = 1,24 \dots\dots\dots cv$

Condition forfaiture est vérifié.

$M_a \geq 0,6.M_0 \dots\dots\dots Poutre \grave{a} deux travées$

➤ **Travée 1-2**

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$M_t + \frac{(0,6 + 0,6)M_0}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3.0,15)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,45M_0 \\ 0,445M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,45M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} .M_0$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \cdot 0,15}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,623 M_0$$

On prend le max des moments:  $M_t = 0,65 M_0$

➤ **-Travée 2-3**

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,45 M_0 \\ 0,445 M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \cdot 0,15}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,623 M_0$$

On prend le max des moments:  $M_t = 0,65 M_0$

• **Moments et efforts tranchants isostatiques ELU**

➤ **Travée 1-2**

$$L = 3,30, M_{02} = 8,06 \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 5.239 \text{ KN.m}$$

$$T_{02} = 9,768 \text{ KN}$$

➤ **Travée 2-3**

$$L = 4,00, M_{02} = 11.84 \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 7.696 \text{ KN.m}$$

$$T_{02} = 11.84 \text{ KN}$$

• **Moments sur appuis (ELU)**

- **Appui 1** :  $M_1 = 0,6 M_{01} = 0,6 \cdot 8,06 = 4,836 \text{ KN.m}$

- **Appui 2** :  $M_2 = 0,6 M_{02} = 0,6 \cdot 11.84 = 7,104 \text{ KN.m}$

- **Appui 3** :  $M_3 = 0,6 M_{02} = 0,6 \cdot 11.84 = 7,104 \text{ KN.m}$

• **Efforts tranchants (ELU)**

➤ **Travée 1-2**

$$T_w = 9,768 + (-5.239) = 4,529 \text{ KN}$$

$$T_e = -9,768 + (-2,457) = -12,225 \text{ KN}$$

➤ **Travée 2-3**

$$T_w = 11.84 + (-2,457) = 9,383 \text{ KN}$$

$$T_e = -11.84 + (5.239) = -6,601 \text{ KN}$$

• **Moments et efforts tranchants isostatiques ELS**

➤ **Travée 1-2**

$$L = 3,30 \text{ , } M_{02} = 5,88 \text{ KN.m} \quad \rightarrow M_t = 3,822 \text{ KN.m}$$

$$T_{01} = 7,128 \text{ KN}$$

➤ **Travée 2-3**

$$L = 4,00 \text{ , } M_{02} = 8,64 \text{ KN.m} \quad \rightarrow M_t = 5,616 \text{ KN.m}$$

$$T_{02} = 8,64 \text{ KN}$$

• **Moments sur appuis (ELs)**

- **Appui 1** :  $M_1 = 0,6 M_{01} = 0,6 \cdot 5,88 = 3,528 \text{ KN.m}$

- **Appui 2** :  $M_2 = 0,6 M_{02} = 0,6 \cdot 8,64 = 5,184 \text{ KN.m}$

- **Appui 3** :  $M_3 = 0,6 M_{02} = 0,6 \cdot 8,64 = 5,184 \text{ KN.m}$

• **Efforts tranchants (ELs)**

➤ **Travée 1-2**

$$T_w = 7,128 + (-3,822) = 3,306 \text{ KN}$$

$$T_e = -7,128 + (-1,794) = -8,922 \text{ KN}$$

➤ **Travée 2-3**

$$T_w = 8,64 + (-1,794) = 6,848 \text{ KN}$$

$$T_e = -8,64 + (3,822) = -4,818 \text{ KN}$$

**A - Ferrailage des poutrelles :**

**en travée :**

$$M_u = 7.696 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu = 7.696 / (65 \times (18)^2 \times 14.2) = 0.026$$

On a :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

-FeE400

-HA type 1  $\Rightarrow$  Selon le **BAEL 91** :

$\mu < \mu_c \Rightarrow$  sections sans armature comprimée

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0329$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 17,76 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$



(Tableau III -8): ferrailage de nervure 2 sur Travée

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$\sigma_\sigma$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ min (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{s.adot}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	7.696	0.027	0,034	17,76	348	1,24	1,41	3HA12	3.39

**Sur appuis :**

$$M_{max} = 7,104 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,65.0,04.14,2(0,18-0,02) = 59,07 \text{ kN.m}$$

$M_{max} < M_t \Rightarrow$  on fait le calcul pour la même section rectangulaire (60x20 cm<sup>2</sup>).

(Tableau III -9): ferrailage de nervure 1 sur appui

	$M_u$ (kg.m)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$\sigma_\sigma$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ min (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{s.adot}$ (cm <sup>2</sup> )
Appui	7,104	0,024	0,03	17,78	348	1,15	0,22	1HA12+1HA10	1,915

**B - Armature transversal :**

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = V_u / b_0 d \text{ avec } b_0 = 10 \text{ cm, } d = 18 \text{ cm, } V_u = 9,383 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 938,3 / 10 \times 18 = 0,521 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,13f_{c28}, 4Ma) = \min(3,25, 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \text{ (condition vérifiée).}$$

Pour l'espacement ainsi que la section d'acier on a :

➤ Diamètres Minimales  $\Phi_t$  : [BAEL]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\Phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 12; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min(5,71; 12; 10)$$

Soit :  $\Phi_t = 5 \text{ mm}$

Donc on adopte des cadres  $2\Phi 6$  d'où :

$$A_t = 2\Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2; \text{ de nuance FeE235}$$

➤ Espacement Des Cadres: [BAEL]

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{At \cdot f_c}{0.4b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 10} = 32.90 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 f_c (\cos \alpha + \sin \alpha) At}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times K)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 235 \times 0.56}{10 \times 1.15 \times (0.521 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = -94.49 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \geq 94.49 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq \min(16.2; 32.9; 94.49)$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

### C - Vérification de la condition de non fragilité :

(Art.A.U.2 de BAEL91) :

$$A_s \geq (0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}) / F_e$$

#### en travée :

$$(0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1) / 400 = 1.41 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée).}$$

#### sur appui :

$$A_s = 0.22 \text{ cm}^2 < 1.53 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée).}$$

### D - Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

1-appuis de rive : l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante :

$$V_u < \bar{V}_u$$

$$V_u = 9.383 \text{ kN} = 0.009383 \text{ MN}$$

$$\bar{V}_u = 0.267 \times 0.9 \cdot d \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$$

$$V_u < \bar{V}_u \text{ (condition vérifiée).}$$

### E - Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table - nervure) :

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = V_u(b-b_0) / 1.8 \times d \cdot b_0 \cdot h_0 = 9.383 \times (0.65 - 0.10) / 1.8 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04$$

$$\tau_u = 0.61 \text{ Mpa} < 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ (condition vérifiée).}$$

**F - Vérification de la flèche :**

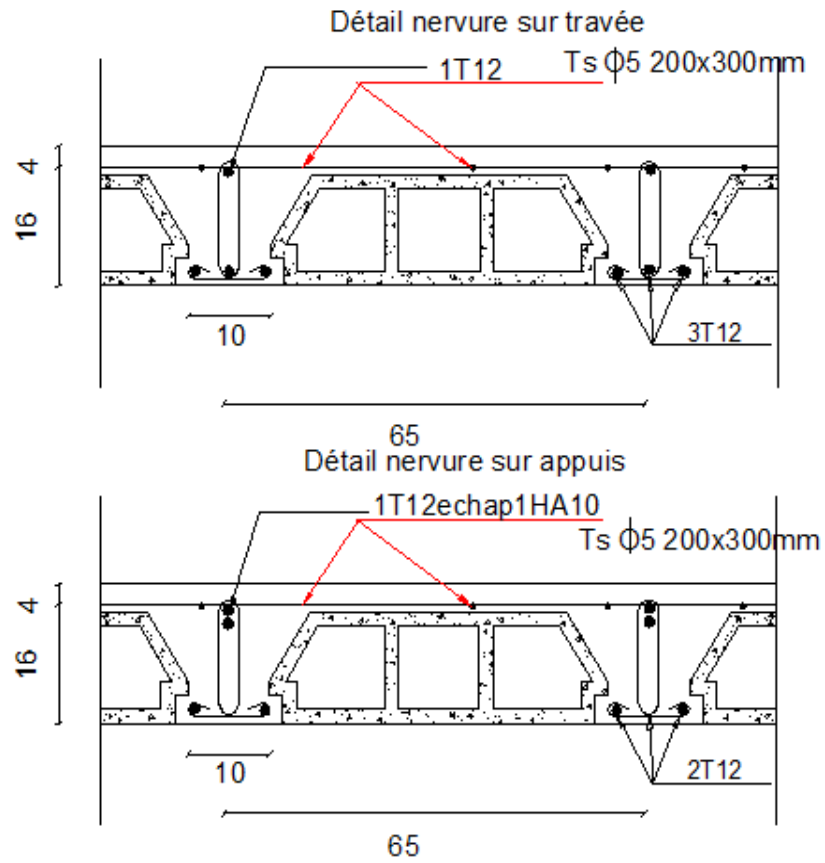
- $\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq 0.044 \dots \dots \dots (c.v)$

- $\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{15M0} \Rightarrow 0.05 \geq \frac{0.65M0}{15M0} = 0.043 \dots \dots \dots (c.v)$

Voir les résultats

- $\frac{A}{bXd} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,915}{65 \times 18} = 0.0016 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (c.v).$

**Schma ferrillage**



**(Fig.III-13) : Ferrillage de nervure terrasse2**

## *conclusion*

L'étude de ce projet nous a permis de rassembler les différentes connaissances acquises tout au long des cinq années de cursus universitaire.

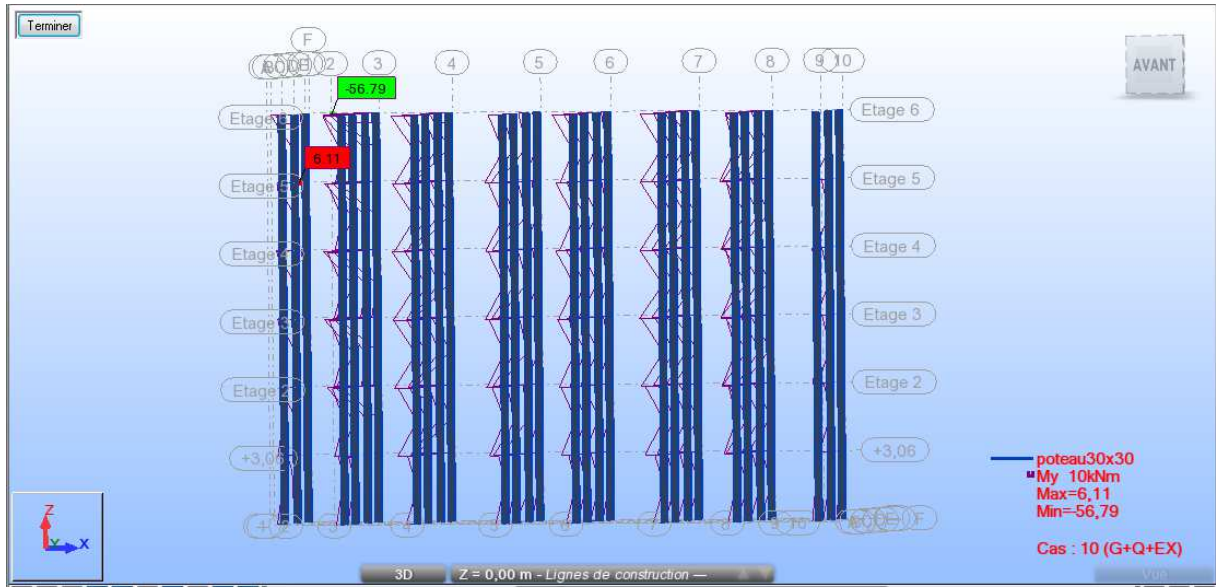
L'utilisation de ces connaissances dans un projet nous a également permis de mieux appréhender les détails des différentes étapes de conception, de calcul et de réalisation afférentes à un projet.

Cette étude nous a également contraint à adopter un rythme de travail qui nous a aidé à mieux enrichir nos connaissances sur le plan d'une meilleure exploitation de la documentation (livres techniques, documents techniques réglementaires en vigueur...) , que familiarisation avec les logiciels de calcul ou de dessin (Robot , Autocad ) .

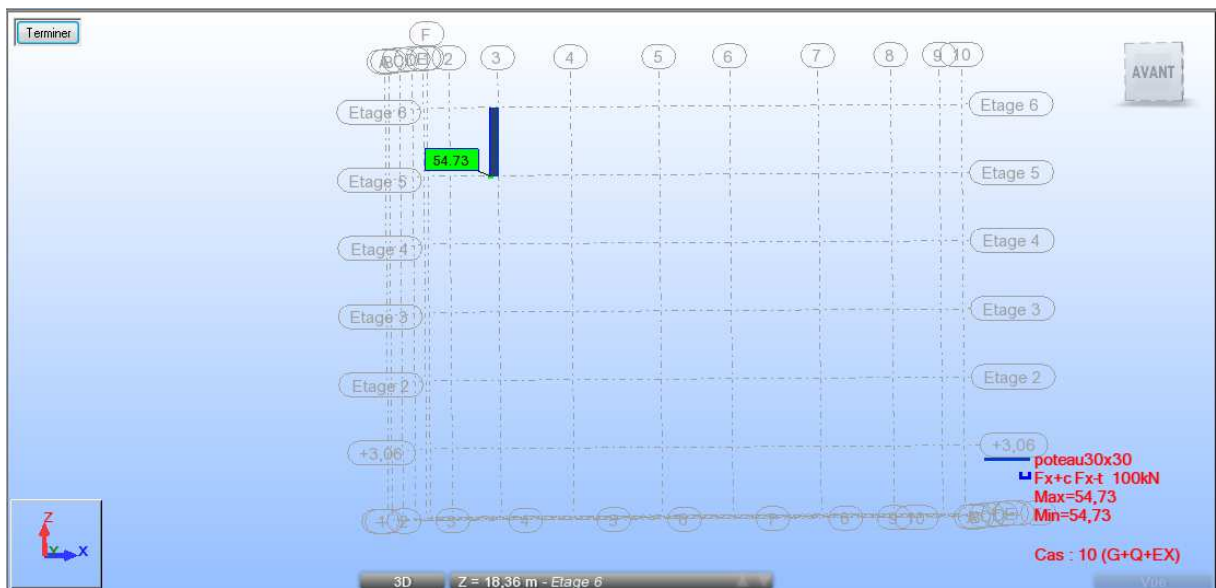
Si la documentation technique et l'outil informatique sont d'un apport précieux et indispensable dans la conception de la structure d'un projet, néanmoins la contribution du bon sens de spécialiste par le choix des solutions les plus efficaces et les moins coûteuses reste primordiale.

Enfin, ce modeste travail ne reste pour nous qu'un premier pas qui sera si Dieu le veut suivi par d'autres encore plus importants et on n'a nullement la prétention d'avoir tout appris.

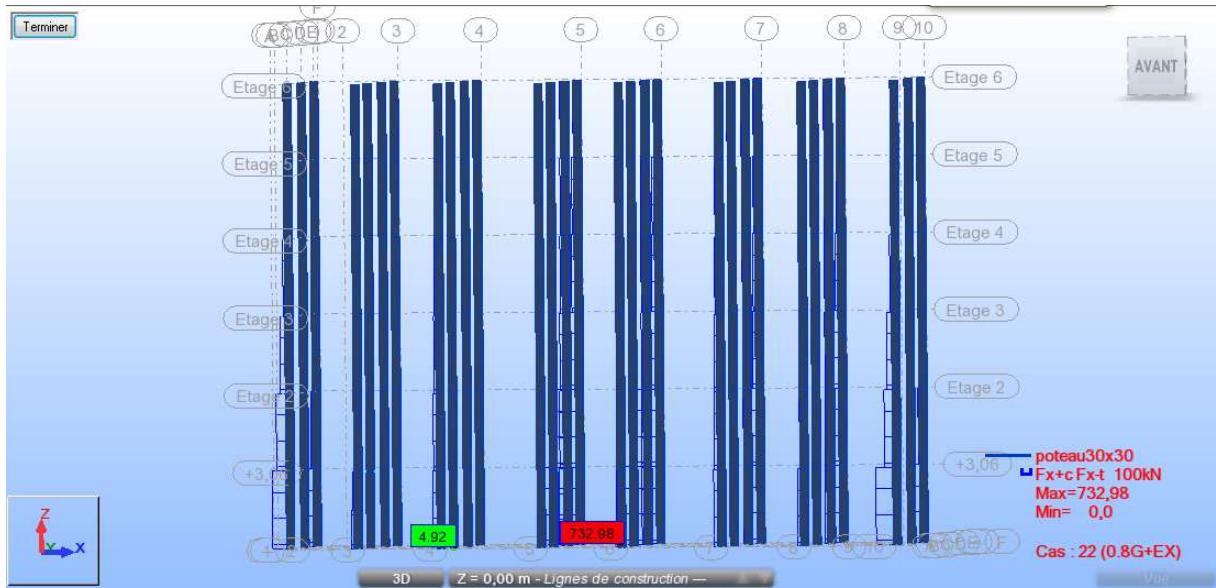
$$G+Q+E_X \Rightarrow M_{max}$$



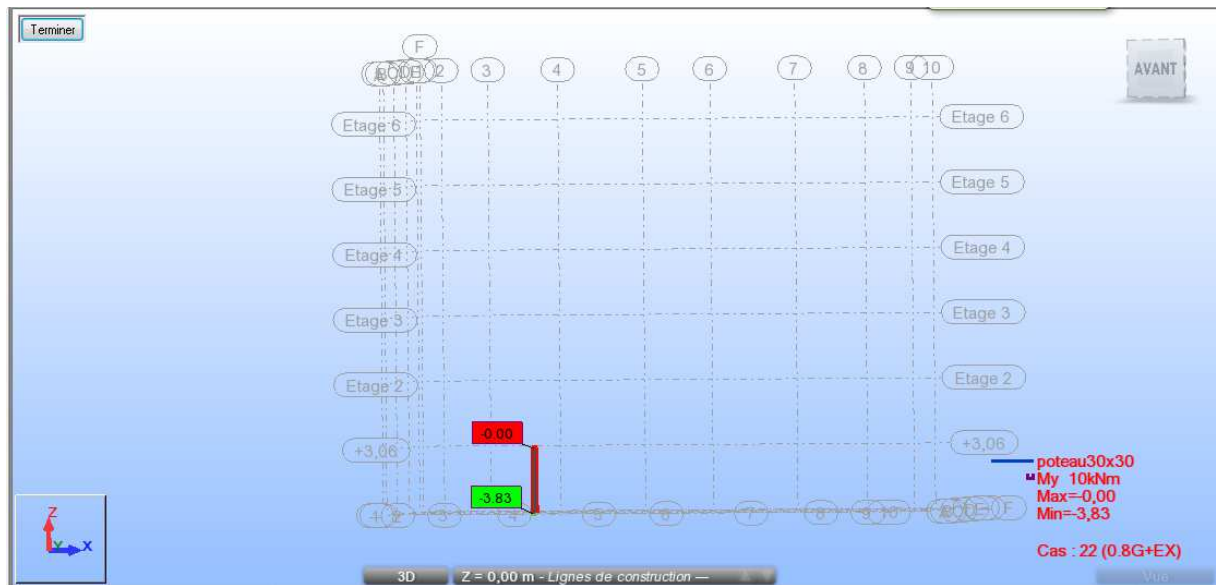
$$G+Q+EX \Rightarrow N_{cor}$$



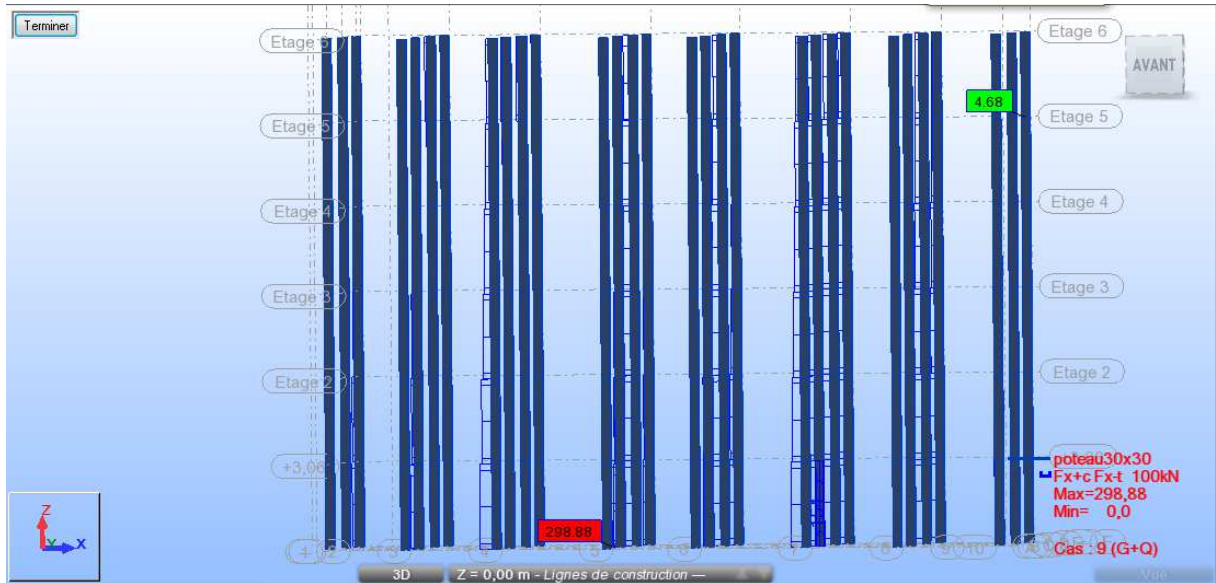
$$0.8G+E \Rightarrow N_{min}$$



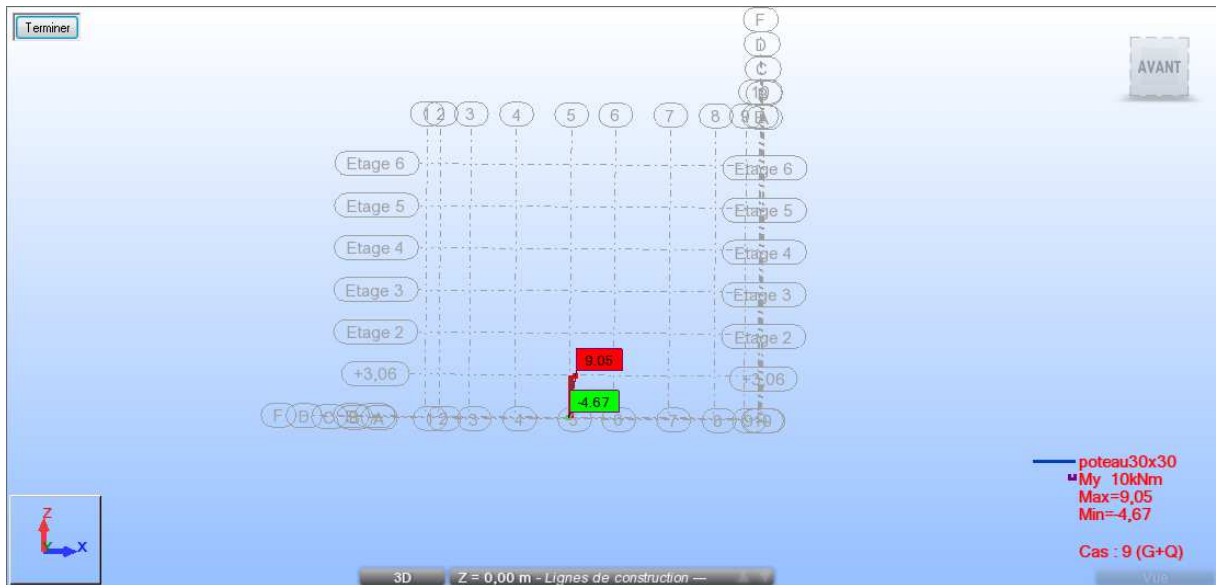
$$0.8G+E \Rightarrow M_{cor}$$



$$ELS \Rightarrow N_{max}$$

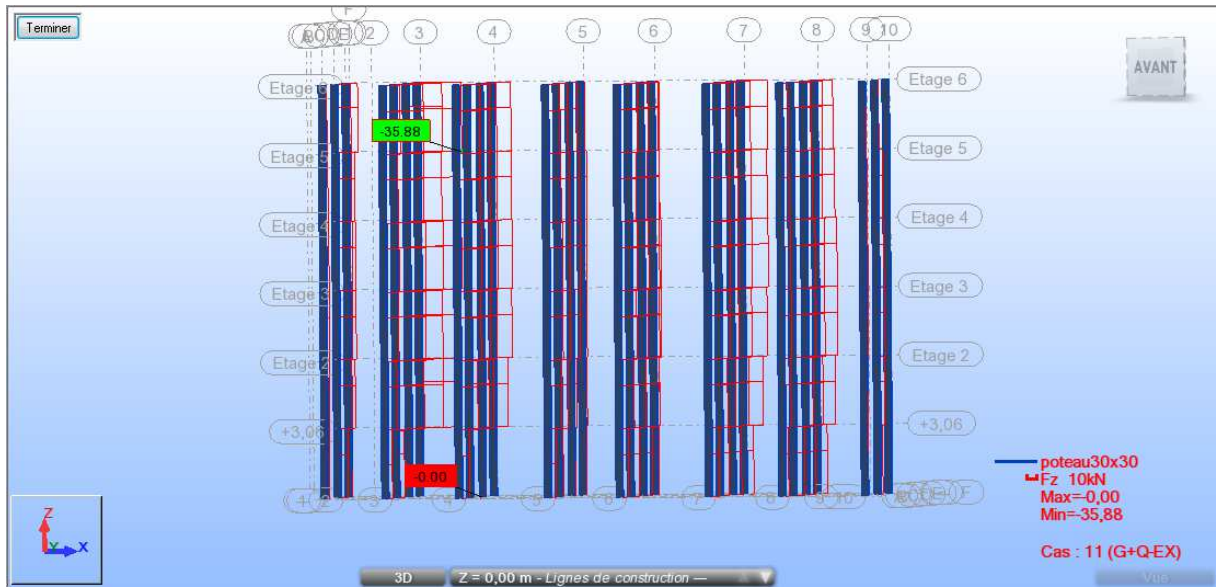


$$ELS \Rightarrow M_{max}$$

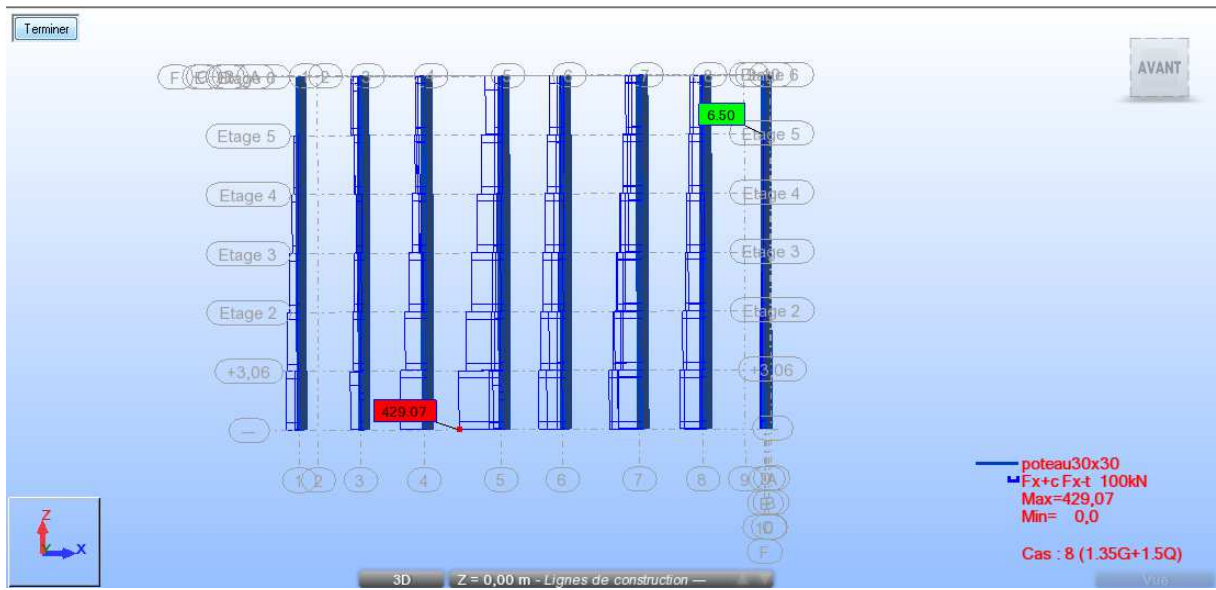




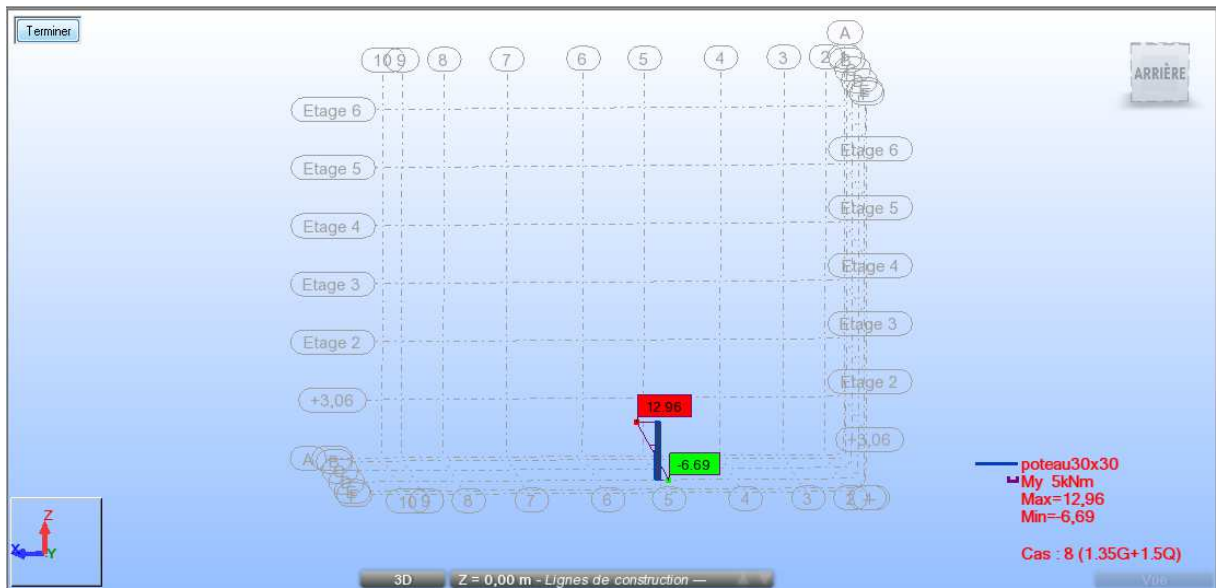
# Vérification : $T^{max}$



ELU  $\Rightarrow$  Nmax



ELU  $\Rightarrow$  Mcor



**III-3- Planché :****A- Planché courant**

$$G = 0,65 \times 5,26 = 3,42 \text{ kN/ml}$$

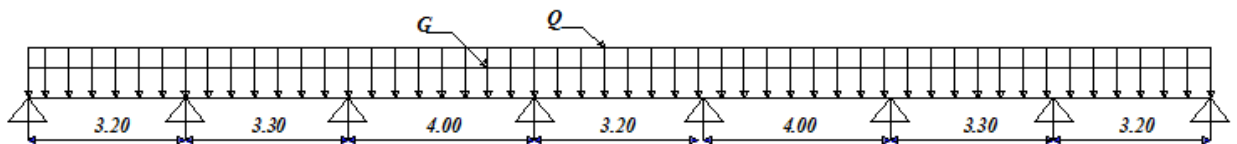
$$Q = 0,65 \times 1,50 = 0,975 \text{ kN/ml}$$

Combinaison à l'E.L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,42 + 1,5 \times 0,975 = 6,08 \text{ kN/ml}$$

Combinaison à l'E.L.S

$$q_s = G + Q = 4,395 \text{ kN/ml}$$

**-Premier type de planchée**

(Fig.III-6) :Forme de planche courant

**III-3-1 Domaine de validité de la méthode forfaitaire (BAEL 91 Art-B.6.2.2)**

-la charge d'exploitation  $Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

-le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.

-le rapport entre les travées successives est compris entre 0,8 et 1,25

Donc :

-  $Q_t = 1,00 \text{ KN/m}^2 \leq \max (G_t = 10,52 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) = 10,52 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots (CV)$

- Inertie constante dans les différentes travées en continuité ..... (CV)

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,30}{3,20} = 1,03 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,00}{3,30} = 1,21 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,2}{4,00} = 0,8 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,2}{3,30} = 0,97 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3,30}{4,00} = 0,82 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,00}{3,2} = 1,25 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \dots\dots\dots (CV)$$

- La fissuration est non préjudiciable ..... (CV)

On désigne chaque travée par:

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$1) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad M_t \geq M_{\max} \begin{cases} \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0 & \text{Si la travée est de rive} \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0 & \text{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

### **Au niveau des appuis**

$$M_a \geq 0,6 \cdot M_0 \dots\dots\dots \text{Poutre à deux travées}$$

$$M_a \geq 0,5 \cdot M_0 \dots\dots\dots \text{Appui voisin des appuis de rive}$$

$$M_a \geq 0,4 M_0 \dots\dots\dots \text{Appui intermédiaire}$$

$$M_a \geq 0,2 M_0 \dots\dots\dots \text{Appui de rive (selon les conditions d'encastrement)}$$

Avec:

$M_t$ : moment en travée

$M_w$ : moment max sur l'appui gauche

$M_e$ : moment max sur l'appui droit

$M_a$ : moment sur appui

$M_0$ : moment isostatique  $\frac{PL^2}{8}$  (daN.m)

### **Effort tranchant**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Avec:

$T_w$ : effort tranchant à gauche de travée

$T_e$ : effort tranchant à droite de travée

**En commence dans calcul**

$$q_u = 6.08 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = 4.395 \text{ kN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.22$$

**Travée 1-2**

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$M_t + \frac{(0,2 + 0,5)M_0}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,22) M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,7M_0 \\ 0,716M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,716M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \cdot 0,22}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,633M_0$$

On prend le max des moments:  $M_t = 0,716M_0$

**-Travée 2-3**

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,6M_0 \\ 0,616M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,616M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \cdot 0,22}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,533M_0$$

On prend :  $M_t = 0,7M_0$

**Travée 3-4**

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,65M_0 \\ 0,666M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,666M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \cdot 0,22}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,533M_0$$

$$\text{On prend : } \underline{M_t = 0,7M_0}$$

**Travée 4-5**

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$M_t + \frac{(0,4 + 0,4)M_0}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,22)M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,65M_0 \\ 0,666M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,666M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \cdot M_0$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \cdot 0,22}{2} \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,533M_0$$

$$\text{On prend : } \underline{M_t = 0,7M_0}$$

**Moments et efforts tranchants isostatiques ELU**➤ **Travée 1-2**

$$L = 3,20 \text{ , } M_{01} = M_{07} = 7.78 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow M_t = 5.57 \text{ kN.m}$$

$$T_{01} = T_{07} = 9.728 \text{ KN}$$

➤ **Travée 2-3**

$$L = 3,30 \text{ , } M_{02} = M_{06} = 8.276 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow M_t = 5.793 \text{ kN.m}$$

$$T_{02} = T_{06} = 10.032 \text{ KN}$$

➤ **Travée 3 - 4**

$$L = 4,00 \text{ , } M_{03} = M_{05} = 12.16 \text{ kN.m} \quad \Rightarrow M_t = 8.512 \text{ kN.m}$$

$$T_{03} = T_{05} = 12.16 \text{ kN}$$

➤ **Travée 4-5**

$$L = 3,20 \text{ , } M_{04} = 7.78 \text{ kN.m} \quad \longrightarrow \quad M_t = 5.446 \text{ kN.m}$$

$$T_{04} = 9.472 \text{ KN}$$

**Moments sur appuis (ELU)**

- **Appui 1** :  $M_1 = 0,2M_{01} = 0,2 \cdot 7.78 = 1.556 \text{ kN.m}$
- **Appui 2** :  $M_2 = 0,5 \cdot \max\{M_{01}, M_{02}\} = 0,5 \cdot 8.276 = 4.138 \text{ kN.m}$
- **Appui 3** :  $M_3 = 0,4 \cdot \max\{M_{02}, M_{03}\} = 0,4 \cdot 12.16 = 4.864 \text{ kN.m}$
- **Appui 4** :  $M_4 = 0,4 \max\{M_{03}, M_{04}\} = 0,4 \cdot 7.78 = 3.112 \text{ kN.m}$
- **Appui 5** :  $M_5 = 0,4 \max\{M_{04}, M_{05}\} = 0,4 \cdot 7.78 = 3.112 \text{ kN.m}$
- **Appui 6** :  $M_6 = 0,4 \max\{M_{05}, M_{06}\} = 0,4 \cdot 12.16 = 4.864 \text{ kN.m}$
- **Appui 7** :  $M_7 = 0,5 \cdot \max\{M_{06}, M_{07}\} = 0,5 \cdot 8.276 = 4.138 \text{ kN.m}$
- **Appui 8** :  $M_8 = 0,2M_{07} = 0,2 \cdot 7.78 = 1.556 \text{ kN.m}$

**Efforts tranchants (ELU)**

➤ **Travée 1-2**

$$T_w = 9.728 + (-5.57) = 4.158 \text{ kN}$$

$$T_e = -9.728 + (-0.223) = -9.951 \text{ kN}$$

➤ **Travée 2-3**

$$➤ T_w = 10.032 + (-5.793) = 4.239 \text{ kN}$$

$$➤ T_e = -10.032 + (-2.719) = -12.751 \text{ kN}$$

➤ **Travée 3-4**

$$➤ T_w = 12.16 + (-8.512) = 3.648 \text{ kN}$$

$$➤ T_e = -12.16 + (3.066) = -9.0944 \text{ kN}$$

➤ **Travée 4-5**

- $T_w = 9.472 + (-3.066) = 6.406 \text{ kN}$

- $T_e = -9.472 + (-3.066) = -12.538 \text{ kN}$

➤ **Travée 5-6**

$$➤ T_w = 12.16 + (3.066) = 15.226 \text{ kN}$$

$$➤ T_e = -12.16 + (8.512) = -3.648 \text{ kN}$$

➤ **Travée 6-7**

$$➤ T_w = 10.032 + (2.719) = 12.751 \text{ kN}$$

$$➤ T_e = -10.032 + (5.793) = -4.239 \text{ kN}$$

➤ **Travée 7-8**

➤  $T_w = 9.728 + (0.223) = 9.951 \text{ kN}$

➤  $T_e = -9.728 + (5.57) = -4.158 \text{ kN}$

**Moments et efforts tranchants isostatiques ELS**➤ **Travée 1-2**

$L = 3,20$  ,  $M_{01} = M_{07} = 5.62 \text{ kN.m}$

  $M_i = 4.024 \text{ kN.m}$

$T_{01} = T_{07} = 7.032 \text{ kN}$

➤ **Travée 2-3**

$L = 3,30$  ,  $M_{02} = M_{06} = 5.98 \text{ kN.m}$

  $M_i = 4.186 \text{ kN.m}$

$T_{02} = T_{06} = 7.252 \text{ kN}$

➤ **Travée 3 - 4**

$L = 4,00$  ,  $M_{03} = M_{05} = 8.79 \text{ kN.m}$

  $M_i = 6.153 \text{ kN.m}$

$T_{03} = T_{05} = 8.79 \text{ kN}$

➤ **Travée 4-5**

$L = 3.20$  ,  $M_{04} = 5.62 \text{ kN.m}$

  $M_i = 3.934 \text{ kN.m}$

$T_{04} = 7.032 \text{ kN}$

**Moments sur appuis (ELS)**

- **Appui 1** :  $M_1 = 0,2M_{01} = 0,2 \cdot 5.62 = 1.124 \text{ kN.m}$

- **Appui 2** :  $M_2 = 0,5 \cdot \max\{M_{01}, M_{02}\} = 0,5 \cdot 5.98 = 2.99 \text{ kN.m}$

- **Appui 3** :  $M_3 = 0,4 \cdot \max\{M_{02}, M_{03}\} = 0,4 \cdot 8.79 = 3.516 \text{ kN.m}$

- **Appui 4** :  $M_4 = 0,4 \cdot \max\{M_{03}, M_{04}\} = 0,4 \cdot 5.62 = 2.248 \text{ kN.m}$

- **Appui 5** :  $M_5 = 0,4 \cdot \max\{M_{04}, M_{05}\} = 0,4 \cdot 5.62 = 2.248 \text{ kN.m}$

- **Appui 6** :  $M_6 = 0,4 \cdot \max\{M_{05}, M_{06}\} = 0,4 \cdot 8.79 = 3.516 \text{ kN.m}$

- **Appui 7** :  $M_7 = 0,5 \cdot \max\{M_{06}, M_{07}\} = 0,5 \cdot 5.98 = 2.99 \text{ kN.m}$

- **Appui 8** :  $M_8 = 0,2M_{07} = 0,2 \cdot 5.62 = 1.124 \text{ kN.m}$

**Efforts tranchants (ELS)**➤ **Travée 1-2**

$T_w = 7.032 + (-4.024) = 3.008 \text{ kN}$

$T_e = -7.032 + (-0.162) = -7.194 \text{ kN}$

➤ **Travée 2-3**

➤  $T_w = 7.252 + (-4.186) = 3.066 \text{ kN}$



$$\text{➤ } T_e = -7.252 + (-1.967) = -9.219 \text{ kN}$$

➤ **Travée 3-4**

$$\text{➤ } T_w = 8.79 + (-6.153) = 2.637 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } T_e = -8.79 + (2.219) = -6.571 \text{ kN}$$

➤ **Travée 4-5**

$$\bullet T_w = 7.032 + (-2.219) = 4.813 \text{ kN}$$

$$\bullet T_e = -7.032 + (-2.219) = -9.251 \text{ kN}$$

➤ **Travée 5-6**

$$\text{➤ } T_w = 8.79 + (2.219) = 11.009 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } T_e = -8.79 + (6.153) = -2.637 \text{ kN}$$

➤ **Travée 6-7**

$$\text{➤ } T_w = 7.252 + (1.967) = 9.219 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } T_e = -7.252 + (4.186) = -3.066 \text{ kN}$$

➤ **Travée 7-8**

$$\text{➤ } T_w = 7.032 + (0.162) = 7.194 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } T_e = -7.032 + (4.024) = -3.008 \text{ kN}$$

**A - Ferrailage des poutrelles :**

en travée :

$$M_u = 8.512 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu = 8.512 / (65 \times (18)^2 \times 14.2) = 0.028$$

On a:

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

-FeE400

-HA type 1  $\Rightarrow$  Selon le **BAEL 91** :

$\mu < \mu_l \Rightarrow$  sections sans armature comprimée

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.035$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 17.75 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

(Tableau-III-2):Resultat ferailage sur Travée

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$\sigma_\sigma$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ min (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{s.adot}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	<b>8.512</b>	0.028	0,035	17.75	348	1.38	1.41	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>

**Sur appuis :**

$$M_{max} = 4.864 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14 \cdot 2 (0,18 - 0,02) = 59,07 \text{ kN.m}$$

$M_{max} < M_t \Rightarrow$  on fait le calcul pour la même section rectangulaire (65x20 cm<sup>2</sup>).

(Tableau-III-3):Resultat ferailage sur appui

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$\sigma_\sigma$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ min (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{s.adot}$ (cm <sup>2</sup> )
Appui	4.864	0,016	0,02	17.856	348	0.78	0.22	<b>2HA12</b>	<b>2,26</b>

**B - Armature transversal :**

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = Vu / b_0 d \text{ avec } b_0 = 10 \text{ cm, } d = 18 \text{ cm, } Vu = 15.226 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1522.6 / 10 \times 18 = 0,846 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}, 4Ma) = \min(3.25, 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \text{ (condition vérifiée).}$$

Pour l'espacement ainsi que la section d'acier on a :

➤ Diamètres Minimales  $\Phi^t$  : [BAEL]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\Phi l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 12; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min(5.71; 12; 10)$$

Soit :  $\Phi_t = 5 \text{ mm}$

Donc on adopte des cadres  $2\Phi 6$  d'où :

$$A_t = 2\Phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2; \text{ de nuance FeE235}$$

➤ Espacement Des Cadres: [BAEL]

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{At \cdot f_c}{0.4b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 10} = 32.90 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 f_c (\cos \alpha + \sin \alpha) At}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times K)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 235 \times 0.56}{10 \times 1.15 \times (0.846 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 47.68 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \geq 47.68 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq \min(16.2; 32.9; 47.68)$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

### C - Vérification de la condition de non fragilité :

(Art.A.U.2 de BAEL91) :

$$A_s \geq (0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}) / F_e$$

**en travée :**

$$(0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1) / 400 = 1.41 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

**sur appui :**

$$A_s = 0.22 \text{ cm}^2 < 2.26 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

### D - Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

1-appuis de rive : l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante :

$$V_u < \bar{V}_u$$

$$V_u = 15.226 \text{ kN} = 0.015226 \text{ MN}$$

$$\bar{V}_u = 0.267 \times 0.9 \cdot d \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.10 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$$

$$V_u < \bar{V}_u \quad (\text{condition vérifiée}).$$

### E - Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table - nervure) :

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = V_u(b-b_0) / 1.8 \times d \cdot b_0 \cdot h_0 = 15.226 \times (0.65 - 0.10) / 1.8 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04$$

$$\tau_u = 0.99 \text{ Mpa} < 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{condition vérifiée}).$$

**F - Vérification de la flèche :**

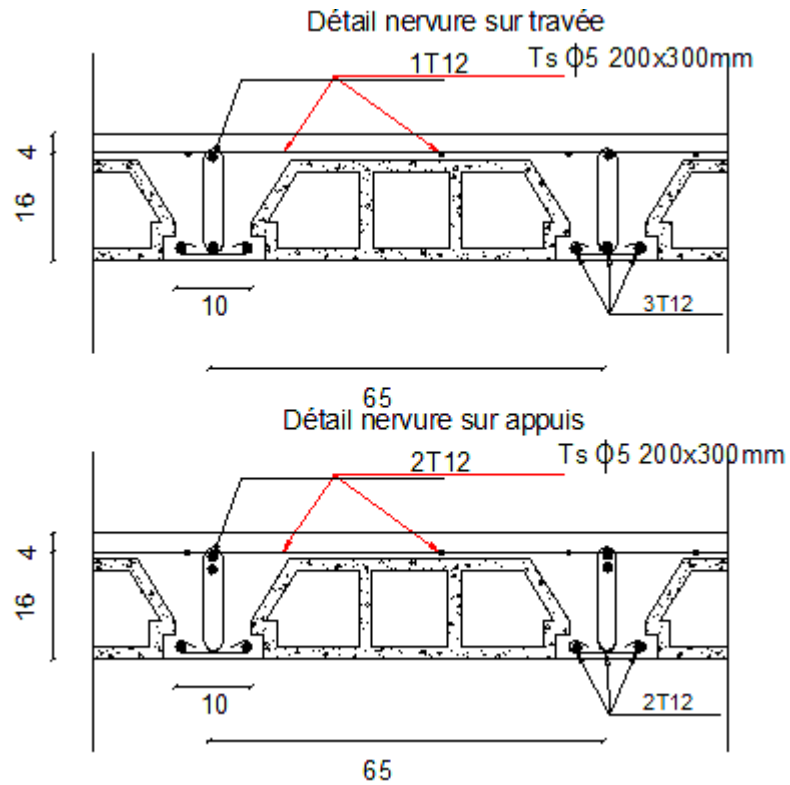
$$\bullet \quad \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq 0.044 \dots \dots \dots (c.v)$$

$$\bullet \quad \frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{15M0} \Rightarrow 0.05 \geq \frac{0.7M0}{15M0} = 0.046 \dots \dots \dots (c.v)$$

Voir les résultats

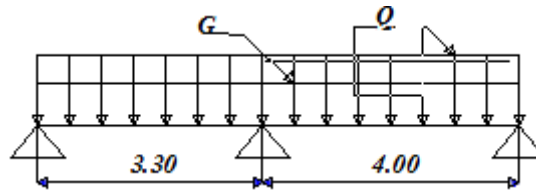
$$\bullet \quad \frac{A}{bXd} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.0019 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (c.v).$$

**Ferraillages des poutrelles**



**(Fig-III-7): Ferraillage de nervure courant**

**-Deuxième type de planchée :**



(Fig.III-8) :Forme de planche courant

$3,3/4 = 0,82 \dots\dots\dots cv$

$4/3,3 = 1,24 \dots\dots\dots cv$

Condition forfaiture est vérifié.

$M_a \geq 0,6.M_0 \dots\dots\dots$  Poutre à deux travées

➤ **Travée 1-2**

1)  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha) M_0 \end{cases}$

$M_t + \frac{(0,6 + 0,6)M_0}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3.0,22) M_0 \end{cases}$

$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,45M_0 \\ 0,466M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t \geq 0,466M_0$

2)  $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} .M_0$

$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3.0,22}{2} .M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,633M_0$

On prend le max des moments:  $M_t = 0,65M_0$

➤ **-Travée 2-3**

1)  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1 + 0,3\alpha) M_0 \end{cases}$

$M_t \geq M_{\max} \begin{cases} 0,45M_0 \\ 0,466M_0 \end{cases}$

2)  $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} .M_0$

$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3.0,22}{2} .M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,633M_0$

On prend le max des moments:  $M_t = 0,65 M_0$

### **Moments et efforts tranchants isostatiques ELU**

#### ➤ Travée 1-2

$$L = 3,30, M_{02} = 8,276 \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 5.379 \text{ KN.m}$$

$$T_{02} = 10,032 \text{ KN}$$

#### ➤ Travée 2-3

$$L = 4,00, M_{02} = 12.16 \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 7.904 \text{ KN.m}$$

$$T_{02} = 12.16 \text{ KN}$$

### **Moments sur appuis (ELU)**

$$\text{- Appui 1 : } M_1 = 0,6 M_{01} = 0,6 \cdot 8,276 = 4,966 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Appui 2 : } M_2 = 0,6 M_{02} = 0,6 \cdot 12.16 = 7,296 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Appui 3 : } M_3 = 0,6 M_{02} = 0,6 \cdot 12.16 = 7,296 \text{ KN.m}$$

### **Efforts tranchants (ELU)**

#### ➤ Travée 1-2

$$T_w = 10,032 + (-5.379) = 4,653 \text{ KN}$$

$$T_e = -10,032 + (-2,525) = -12,557 \text{ KN}$$

#### ➤ Travée 2-3

$$T_w = 12.16 + (-2,525) = 9,635 \text{ KN}$$

$$T_e = -12.16 + (5.379) = -6,781 \text{ KN}$$

### **Moments et efforts tranchants isostatiques ELS**

#### ➤ Travée 1-2

$$L = 3,30, M_{02} = 5,98 \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 3,887 \text{ KN.m}$$

$$T_{01} = 7,25 \text{ KN}$$

#### ➤ Travée 2-3

$$L = 4,00, M_{02} = 8,79 \text{ KN.m} \rightarrow M_t = 5,714 \text{ KN.m}$$

$$T_{02} = 8,79 \text{ KN}$$

### **Moments sur appuis (ELs)**

$$\text{- Appui 1 : } M_1 = 0,6 M_{01} = 0,6 \cdot 5,98 = 3,588 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Appui 2 : } M_2 = 0,6 M_{02} = 0,6 \cdot 8,79 = 5,274 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Appui 3 : } M_3 = 0,6 M_{02} = 0,6 \cdot 8,79 = 5,274 \text{ KN.m}$$

### **Efforts tranchants (ELs)**

#### ➤ Travée 1-2

$$T_w = 7,25 + (-3,887) = 3,363 \text{ KN}$$

$$T_e = -7,25 + (-1,827) = -9,077 \text{ KN}$$

➤ **Travée 2-3**

$$T_w = 8,79 + (-1,827) = 6,963 \text{ KN}$$

$$T_e = -8,79 + (3,887) = -4,903 \text{ KN}$$

**A - Ferrailage des poutrelles :**

**en travée :**

$$M_u = 7.904 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu = 7.904 / (65 \times (18)^2 \times 14.2) = 0.026$$

On a:

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

-FeE400

-HA type 1 ⇒ Selon le **BAEL 91** :

$\mu < \mu_c$  ⇒ sections sans armature comprimée

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0329$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 17,76 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

(Tableau III -4): ferrailage de nervure sur Travée

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$\sigma_\sigma$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ min (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{s, dot}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	7.904	0.026	0,0329	17,76	348	1,28	1,41	<b>3H12</b>	3.39

**Sur appuis :**

$$M_{max} = 7,104 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 (0,18 - 0,02) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{max} < M_t$  ⇒ on fait le calcul pour la même section rectangulaire (65x20 cm<sup>2</sup>)

(Tableau III -5): ferrailage de nervure sur appui

	$M_u$ (kg.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$\sigma_\sigma$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ min (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{s, adot}$ (cm <sup>2</sup> )
Appui	7,104	0,024	0,03	17,78	348	1,15	0,22	<b>1HA12+1HA10</b>	1.915



**B - Armature transversal :**

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = Vu / b_0 d \quad \text{avec } b_0 = 10 \text{ cm, } d = 18 \text{ cm, } Vu = 9,635 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 9,635 / 10 \times 18 = 0,535 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4Ma) = \min(3.25, 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Pour l'espacement ainsi que la section d'acier on a :

➤ Diamètres Minimales  $\Phi^t$  : [BAEL]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\Phi^l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 12; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min(5.71; 12; 10)$$

Soit :  $\Phi_t = 5 \text{ mm}$

Donc en adopte des cadres  $2\Phi 6$  d'où :

$$A_t = 2\Phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2; \text{ de nuance FeE235}$$

➤ Espacement Des Cadres: [BAEL]

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 10} = 32.90 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha) A_t}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times K)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 235 \times 0.56}{10 \times 1.15 \times (0.535 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = -108.66 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \geq 108.66 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$

$$S_t \leq \min(16.2; 32.9; 108.66)$$

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**C - Vérification de la condition de non fragilité :**

(Art.A.U.2 de BAEL91) :

$$A_s \geq (0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}) / F_c$$

**en travée :**

$$(0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1) / 400 = 1.41 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

**sur appui :**

$$A_s = 0.22 \text{ cm}^2 < 1.53 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

**D - Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

1-appuis de rive : l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante :

$$V_u < \bar{V}_u$$

$$V_u = 9.635 \text{ kN} = 0.009635 \text{ MN}$$

$$\bar{V}_u = 0.267 \times 0.9 \cdot d \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$$

$$V_u < \bar{V}_u \quad (\text{condition vérifiée}).$$

**E - Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table - nervure) :**

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = V_u(b-b_0) / 1.8 \times d \cdot b_0 \cdot h_0 = 9.635 \times (0.65 - 0.10) / 1.8 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ Mpa} < 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{condition vérifiée}).$$

**F - Vérification de la flèche :**

$$\bullet \quad \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq 0.044 \dots \dots \dots (c.v)$$

$$\bullet \quad \frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{15M_0} \Rightarrow 0.05 \geq \frac{0.65M_0}{15M_0} = 0.043 \dots \dots \dots (c.v)$$

Voir les résultats

$$\bullet \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.915}{65 \times 18} = 0.0016 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (c.v).$$

**III -4 – 3 - A -3 -Ferrailage de la dalle de compression :**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage de laquelle les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$L_n$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_n=65$  cm).

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

$A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$F_e=520$  MPa 'quadrillage de T.S.TIE 520.

$$\Rightarrow A_1 = (4 \times 65) / 520 = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_1 = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Espacement :

$n$  : nombres des barres

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = A_1/2 \Rightarrow A_2 = 0.98/2 = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0.49 \text{ cm}^2$$

-On adopter :  $A_2 = 3\phi 5 = 0.59 \text{ cm}^2$

-Escapement :

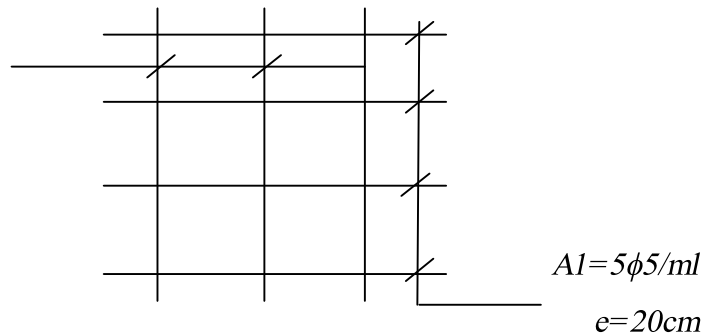
$$S_t = 100/n \Rightarrow S_t = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$$

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

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension  $(200 \times 300) \text{ mm}^2$

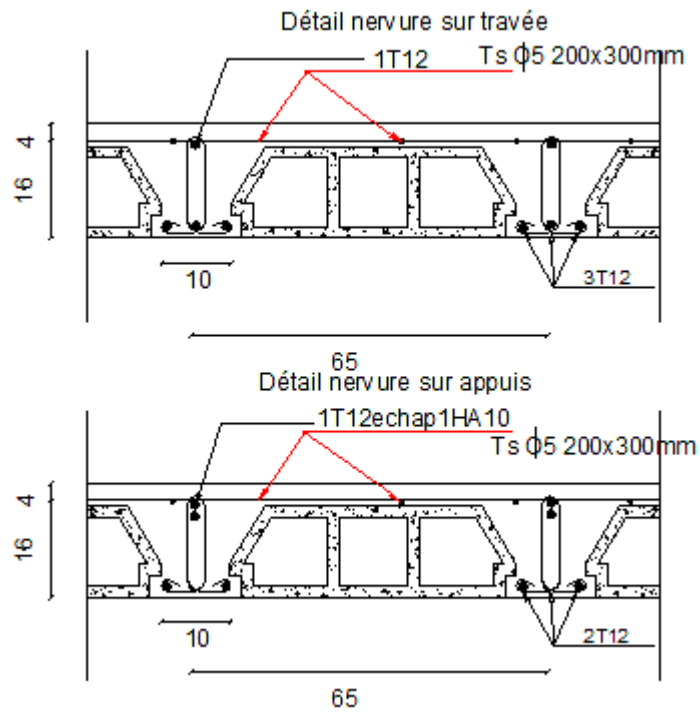
$F_e=520$  MPa 'quadrillage de T.S.TIE 520.

$$A_2 = 3\phi 5 / \text{ml} ; e = 30 \text{ cm}$$



**Schéma de ferrailage de la table de compression**

- Schma ferrailage :



(Fig.III -9) : Ferraillage de nervure 2 courant

**-Calcul dynamique sens Ex :(calcul Robot 2009)**

<b>FX sur les poteau (t)</b>	<b>FX sur les voiles (t)</b>	<b><math>\Sigma</math></b>
15.7	107.1	122.6

**-Calcul dynamique sens Ey :(calcul Robot 2009)**

<b>FX sur les poteau (t)</b>	<b>FX sur les voiles (t)</b>	<b><math>\Sigma</math></b>
2.77	85.56	88.33

## Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé, constituée de 05 étages et d'un rez-de-chaussée, réalisée dans le cadre de l'habitat

Ce bâtiment situe à Bouira qui fait partie de la zone de moyenne sismicité. C'est une structure contreventée par des (voiles+portique) , sa conception est faite conformément aux Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) et les codes du béton armé (BAEL 91).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel Robot. L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type isole et filant suite à l'importance des charges

Transmise au sol d'assise.

## المخلص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة متكونة من خمس طوابق ذات طابع سكاني. هذه البناية في ولاية البويرة المصنفة ذات نشاط زلزالي متوسط. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم جدران مسلحة. ثم التصميم وفقنا

لقوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر ( RPA99version2003 , BAEL91 ).

الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج Robot. وأخيرا دراسة البنية التحتية للمنشأة ثم بواسطة دراسة الأساسات .

**UNIVERSITÉ KASDI MERBAH - OUARGLA -**

**FACULTE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIE ET SCIENCES DE LA MATIÈRE**

**Département de Génie Civil et d'Hydraulique**



**MÉMOIRE**

**Master Académique en Génie Civil**

**Option : Constructions Civiles et Industrielles**

**Présenté par :**

**Douadi Nour El Houda**

**Mogdad Noura**

***THÈME***

**Conception d'un Mur de Soutènement**

**Etude Paramétrique en Superstructure et Infrastructure**

**Soutenu publiquement**

**Le 29 / 06 / 2013**

**Devant le jury :**

M <sup>elle</sup> . MAOUCHE Henia	Présidente	M.C. (B)	UKM Ouargla
M <sup>r</sup> . KHELASSI Amar	Examineur	M.A. (A)	UKM Ouargla
M <sup>r</sup> . DJIREB Samir	Encadreur	M.A. (A)	UKM Ouargla
M <sup>r</sup> . KEBAILI Mustapha	Co-encadreur	M.A. (A)	UKM Ouargla

**Année Universitaire 2012/2013**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

The image displays the Basmala in a highly stylized, bold black calligraphic font. The text is centered within a decorative rectangular frame with ornate, symmetrical corner flourishes. Five vertical arrows point upwards from the top of the calligraphic letters, indicating the direction of the primary strokes. Small numbers (1, 2, 3) and arrows are placed at various points to denote the sequence and direction of the pen strokes used to form the characters. The overall composition is balanced and visually striking due to the contrast between the black ink and the white background.



## *Remerciements*

*Le présent mémoire n'aurait pas vu le jour sans l'aide bienveillante, la compréhension et le dévouement d'un certain nombre de personnes qui, par leur présence et leurs conseils, nous ont apporté leur soutien. Nous les en remercions et nous excusons de ne pouvoir toutes les citer. Nous exprimons notre profonde gratitude à :*

*- Notre dieu tout puissant qui nous a donné le courage d'effectuer ce travail et nous a éclairé dans le chemin du savoir.*

*- A notre encadreur **Mr DJIREB Samir** nous lui sommes très reconnaissantes pour sa disponibilité, sa bienveillance et son soutien permanent*

*- A notre Co-promoteur **Mr KEBALI Mustapha**, pour sa constante présence, ses conseils fort judicieux, ses encouragements et qui nous a fourni maintes documentations et renseignements intéressants.*

*A tous nos enseignants qui nous ont guidées et formées durant ces années.*

*Et bien évidemment à toute notre promotion et à tous nos amis.*

*Enfin, il nous est agréable d'exprimer notre profonde reconnaissance à toute les personnes qui ont contribué chacune à sa manière à l'élaboration de ce travail.*

*Merci*



# ***Dédicaces***

***Je dédie ce travail spécialement à***

***A mes chers parents qui m'ont encouragés à être ce que je suis, avec tant d'amour***

***A mes chers frères et sœurs qui ont toujours été la pour moi depuis mon enfance et qui m'ont toujours soutenue.***

***je voudrais simplement leur dire que je les aime de tout mon cœur et le remercie pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.***

***A ma binome Nour El houda , je lui souhaite une vie pleine de bonheur .***

***A tous mes amis et collègue , spécialement à mon amie Nadia .***

***A toute la promotion de Master génie civil 2012/2013.***

***NOURA***





# ***Dédicaces***

***Je dédie ce mémoire en premier lieu aux deux personnes sans qui je ne serais jamais arrivée au terme de mes études à savoir mes très chers parents.***

***A ma mère, mon exemple, qui à toujours été présente pour moi quelques soit les situations, qui m'a toujours soutenue, aidée, encouragée, et qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui .Sans elle je n'aurais jamais réussi, je sais que je ne pourrais jamais assez la remercier, alors j'espère qu'elle trouvera dans ce modeste travail un début de ma gratitude. Les mots ne sont pas assez fort pour exprimer la fierté que je ressens d'être sa fille.***

***A la mémoire dans mon père.***

***A mes trois chers frère .Je les remercie pour leur bienveillance***

***A ma sœur sara , je ne saurais assez la remercier de m'avoir aidée toutes ces années.***

***A ma binôme, et à ma chère amie Nadia, qu'elle trouve ici mes remerciements et mes souhaits pour un bon avenir rempli de réussites et de succès.***

***A toutes mes amies, que dieu les gardent pour moi.***

***Et A toute notre promotion.***

**NOUR EI HOUDA**





## LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I: REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1: Distribution des contraintes des terres au repos (selon Rankine).....	05
Figure I.2: Nomenclature des termes usuels.....	06
Figure I.3: Mur à caissons.....	07
Figure I.4: Mur gravitaire en maçonnerie.....	08
Figure I.5: Mur gravitaire à redans.....	08
Figure I.6: Mur en T renversé classique.....	09
Figure I.7: Mur à contreforts.....	09
Figure I.8: Rideau de palplanches.....	11
Figure I.9: fourmes de gabions.....	11
Figure I.10: Exemples de fondations superficielles.....	12
Figure I.11: Fondation sur semelle isolée carrée.....	13
Figure I.12: Forme usuelle d'une semelle filante.....	13
Figure I.13: Vue schématique d'un radier.....	13
Figure I.14: Tassement des sols en fonction de la portance.....	15
Figure I.15: Critère de Mohr-Coulomb.....	16

## CHAPITRE II CALCUL DES STABILITES D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT

Figure II.1: Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé.....	17
Figure II.2: Diagramme de contraintes selon Rankine.....	19
Figure II.3: Force de poussée selon Coulomb.....	20
Figure II.4: Diagrammes des contraintes horizontales et pressions engendrées par une surcharge (q) et une nappe phréatique. ....	22
Figure II.5: Forces prises en compte dans le calcul de la stabilité vis-à-vis du glissement.....	24
Figure II.6: Forces à prendre en compte dans le calcul de la stabilité vis-à-vis de la portance du sol. ....	25

## CHAPITRE III: RESULTATS ET INTERPRETATIONS

Figure III.1: Forme choisie du mur du soutènement et configuration géotechnique du site.....	26
Figure III.2: Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé.....	26
Figure III.3: Influence de la hauteur du mur sur les stabilités de celui-ci.....	36
Figure III.4: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement ( $B=0.5H$ ). ....	38
Figure III.5: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement ( $B=0.6H$ ).....	38
Figure III.6: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement ( $B=0.7H$ ).....	38
Figure III.7: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement ( $B=0.5H$ ).....	40
Figure III.8: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement ( $B=0.6H$ ). ....	40
Figure III.9: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement ( $B=0.7H$ ). ....	40
Figure III.10: Variation du facteur de sécurité relatif à la portance du sol ( $B=0.5H$ ). ....	42

Figure III.11: Variation du facteur de sécurité relatif à portance du sol (B=0.6H)..... 42

Figure III.12: Variation du facteur de sécurité relatif à la portance du sol (B=0.7H)..... 42

Figure III.13: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement (B=0.5H)..... 44

Figure III.14: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement (B=0.6H)..... 44

Figure III.15: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement (B=0.7H)..... 44

Figure III.16: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement (B=0.5H)..... 46

Figure III.17: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement (B=0.6H)..... 46

Figure III.18: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement (B=0.7H)..... 46

Figure III.19: Variation du facteur de sécurité relatif à la capacité portante du sol (B=0.5H)..... 48

Figure III.20: Variation du facteur de sécurité relatif à la capacité portante du sol (B=0.6H)..... 48

Figure III.21: Variation du facteur de sécurité relatif à la capacité portante du sol (B=0.7H)..... 48

Figure III.22: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement (B=0.5H)..... 50

Figure III.23: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement (B=0.6H)..... 50

Figure III.24: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement (B=0.7H)..... 50

Figure III.25: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement (B=0.5H)..... 52

Figure III.26: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement (B=0.6H)..... 52

Figure III.27: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement (B=0.7H)..... 52

Figure III.28: Variation du facteur de sécurité relatif à la capacité portante du sol (B=0.5H)..... 54

Figure III.29: Variation du facteur de sécurité relatif à la capacité portante du sol (B=0.6H)..... 54

Figure III.30: Variation du facteur de sécurité relatif à la capacité portante du sol (B=0.7H)..... 54

Figure III.31: Variation du facteur de sécurité en fonction de l'angle du talus  $\beta$ ..... 55

Figure III.32: Variation du facteur de sécurité en fonction du poids volumique du sol..... 56

Figure III.33: Variation du facteur de sécurité en fonction du poids volumique du sol..... 57

Figure III.34: Variation du facteur de sécurité en fonction de la cohésion du sol. .... 58

Figure III.35: Variation du facteur de sécurité en fonction de la cohésion du sol. .... 59

Figure III.36: Variation du facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement du sol. .... 60

Figure III.37: Variation du facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement du sol. .... 61

**LISTE DES TABLEAUX**

Tableau I.1: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.....	10
Tableau III.1: Expressions mathématique utilisé pour le calcul des stabilités.....	32
Tableau III.2: Expressions mathématique utilisé pour le calcul des stabilités (suit).....	33
Tableau III.3: Expressions mathématique utilisé pour le calcul des stabilités (suit).....	34
Tableau III.4: Expressions mathématique utilisé pour le calcul des stabilités (suit).....	35



## LISTE DES SYMBOLES

*Lettres latines*

Symbole	Unité	Signification
B	m	Largeur de la base de la fondation
B'	m	Largeur effective de la base de la fondation
C	KPa	Cohésion du sol
D	m	Profondeur d'ancrage de la fondation
e	m	Excentricité
F <sub>S</sub>	-	Facteur de sécurité
F <sub>cd</sub>	-	Facteur de profondeur intégré au terme de cohésion
F <sub>ci</sub>	-	Facteur d'inclinaison intégré au terme de cohésion
F <sub>cs</sub>	-	Facteurs de forme intégré au terme de cohésion
F <sub>γd</sub>	-	Facteurs de profondeur intégré au terme de surface
F <sub>γi</sub>	-	facteurs d'inclinaison intégré au terme de surface
F <sub>γs</sub>	-	Facteurs de forme intégré au terme de surface
F <sub>qd</sub>	-	Facteurs de profondeur intégré au terme de la charge
F <sub>qi</sub>	-	facteurs d'inclinaison intégré au terme de la charge
F <sub>qs</sub>	-	Facteurs de forme intégré au terme de la charge
K <sub>0</sub>	-	Coefficient de poussée des terres au repos
K <sub>a</sub>	-	Coefficient de poussée active du sol
k <sub>p</sub>	-	Coefficient de poussée passive du sol
L	m	Longueur de la semelle de fondation
M	Kn.m	Moment résultant des forces dans une section
N <sub>c</sub>	-	Terme de cohésion
N <sub>γ</sub>	-	Terme de surface
N <sub>q</sub>	-	Terme de la charge
p(z)		Contrainte horizontale
P <sub>a</sub>	KN/m <sup>2</sup>	Force de poussée
P <sub>p</sub>	KN/m <sup>2</sup>	Force de butée
p <sub>u</sub>	KN/m <sup>2</sup>	Force de l'eau
q	KN/m <sup>2</sup>	Surcharge uniforme
q <sub>u</sub>	Kpa	Contrainte ultime ou pression limite
S	m <sup>2</sup>	Aire d'une section
U	KPa	Pression interstitielle
W	Kn	Poids
Z	m	Profondeur
Z <sub>c</sub>	m	Profondeur critique

*Lettres grecques*

<i>Symbole</i>	<i>unité</i>	<i>Signification</i>
$\beta$	°	Angle d'inclinaison de la surface du terrain.
$\delta$	°	Angle de frottement entre le sol et un mur
$\varphi$	°	Angle de frottement interne du sol
$\gamma$	KN/m <sup>3</sup>	Poids volumique
$\gamma$	KN/m <sup>3</sup>	Poids volumique déjaugé
$\gamma_{\text{sat}}$	KN/m <sup>3</sup>	Poids volumique du sol saturé
$\gamma$	KN/m <sup>3</sup>	Poids volumique de l'eau
$\lambda$	°	Angle entre le parement de mur et l'horizontale
$\sigma_v(z)$	KPa	Contrainte verticale
$\sigma_{v0}$	KPa	Contrainte verticale effective à la base de la fondation
$\theta$	°	$\theta$ est l'angle d'inclinaison de la face amont du mur par rapport à l'horizontale
$\eta$	°	Angle d'inclinaison de la résultante R de toutes les forces.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : REVUE BIBLIOGRAPHIQUES

I.1 INTRODUCTION..... 03

I.2 RAPPELS ACADEMIQUES..... 03

I.3 ETATS DE POUSSEE ET DE BUTEE..... 04

    I.3.1 Equilibre de Rankine..... 04

        a-Poussée des terres au repos..... 04

        b-Poussée passive ..... 05

        c- Poussée active ..... 05

    I.3.2 Equilibre de Coulomb..... 05

I.4 Murs de soutènement..... 06

    I.4.1. Introduction..... 06

    I.4.2 Définitions..... 06

    I.4.3 Différents types d'ouvrages de soutènements..... 07

        I.4.3.1 Murs gravitaires..... 07

            a-Mur à caissons ..... 07

            b-Mur gravitaire en maçonnerie ..... 08

            c-Mur gravitaire à redans..... 08

        I.4.3.2 Murs-voiles..... 08

            a. Mur en T renversé classique..... 08

            b-Mur à contreforts..... 09

            c-Autres types de murs..... 10

    I.4.4 Nomenclature ..... 10

I.5 CONCEPTION DES FONDATIONS SUPERFICIELLES..... 12

    I.5.1 Contexte technologique..... 12

    I.5.2 Fondation superficielle..... 12

    I.5.3 Type des fondations superficielles..... 13

    I.5.4 Facteurs d'influence..... 13

I.6 CAPACITE PORTANTE ET TASSEMENT..... 14

I.7 AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES FONDATIONS SUPERFICIELLES..... 15

    I.7.1 Avantages..... 15

    I.7.2 Inconvénients..... 15

I.8 ÉTATS D'EQUILIBRES..... 15

    I.8.1 Equilibre interne..... 15

    I.8.2 Equilibre externe..... 16

I.9 CONSIDERATIONS SPECIFIQUES ..... 16

CHAPITRE II CALCUL DES STABILITES D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT

II.1 INTRODUCTION..... 17

II.2 PRINCIPES DE CALCUL D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT..... 18

    II.2.1 Calcul de poussée et de butée..... 18

        II.2.1.1 Calcul selon la méthode de Rankine..... 18

        II.2.1.2 Calcul selon la méthode de Coulomb..... 20

    II.2.2 Cas d'une Nappe Phréatique et/ou d'une Surcharge..... 21

    II.2.3 Vérification des Stabilités..... 23

        II.2.3.1 Stabilité vis-à-vis du Renversement..... 23

        II.2.3.2 Stabilité vis-à-vis du Glissement..... 23

        II.2.3.3 Stabilité vis-à-vis de la Capacité Portante du Sol..... 24

**CHAPITRE III. RESULTATS ET INTERPRETATIONS**

III.1 EXPRESSIONS MATHÉMATIQUES RELATIVES A L'EXEMPLE CHOISI..... 26

    III.1.1 Calcul des Forces Généralisées dans les Couches de sol..... 27

    III.1.2 Action des Charges Extérieures..... 29

        III.1.2.1 Action de la charge  $q_1$  ..... 29

        III.1.2.2 Action de la charge  $q_2$  ..... 29

    III.1.3 Poussée de l'Eau..... 30

    III.1.4 Calcul de la Butée..... 30

    III.1.5 Action du Poids du Mur..... 30

    III.1.6 Vérification des Stabilités..... 30

III.2 PRESENTATION DES RESULTATS ..... 36

    III.2.1 Influence des Paramètres Géométriques sur les Stabilités..... 36

        III.2.1.1 Influence de la Hauteur du Mur sur sa Stabilité..... 36

        III.2.1.2 Influence du Rapport  $\frac{B_1}{H}$  sur la Stabilité du Mur ..... 38

            a-Stabilité vis-à-vis du renversement..... 38

            b-Stabilité vis-à-vis du glissement..... 39

            c- Stabilité vis-à-vis de la capacité portante du sol..... 41

        III.2.1.3 Influence du rapport  $\frac{B_2}{H}$  sur la Stabilité du Mur ..... 43

            a-Stabilité vis-à-vis du renversement..... 43

            b-Stabilité vis-à-vis du glissement..... 45

            c- Stabilité vis-à-vis de la capacité portante du sol..... 47

        III.2.1.4 Influence du rapport  $\frac{H_1}{H}$  sur la Stabilité du Mur..... 49

            a-Stabilité vis-à-vis du Renversement..... 49

            b-Stabilité vis-à-vis du glissement..... 51

            c- Stabilité vis-à-vis de la capacité portante du sol..... 53

    III.2.2 Influence des Paramètres Géotechniques sur les Stabilités..... 55

        III.2.2.1 Introduction..... 55

        III.2.2.2 Influence de l'Inclinaison da la Surface du Terrain..... 55

        III.2.2.3 Influence du Poids Volumique du sol Surmontant le Talon..... 56

        III.2.2.4 Influence du Poids Volumique du Sol de Fondation..... 57

        III.2.2.5 Influence de la Cohésion du sol Surmontant le Talon..... 58

        III.2.2.6. Influence de la Cohésion du Sol Support..... 59

        III.2.2.7 Influence de l'Angle de Frottement du Sol Surmontant le Talon..... 60

        III.2.2.8 Influence de l'Angle de Frottement Interne du Sol de Fondation..... 61

## CHAPITRE I REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

### I.1 INTRODUCTION

Les murs de soutènement sont de plus en plus réalisés dans le monde à cause de l'explosion démographique et du manque d'espace constructible. Les constructions sont, de plus en plus, réalisées sur des terrains peu adéquats et peu homogènes.

L'objet du présent chapitre est d'exposer, dans un premier temps, l'état de l'art et les travaux les plus usuels pratiqués sur les murs de soutènements. Le sujet abordé est, par la suite, mis en place et argumenté. L'apport escompté de l'étude est souligné. Il est visé dans un objectif de contribution et complément au potentiel scientifique existant.

La revue bibliographique porte sur des documents disponibles tels que mémoires, thèses, rapports techniques et rapports d'expertise.

### I.2 RAPPELS ACADEMIQUES

Un mur de soutènement est envisagé lorsque l'équilibre d'une masse de sol est invraisemblable. Comme son nom l'indique, un mur de soutènement est destiné à soutenir un sol sollicité au-delà de ses capacités d'équilibre. D'un point de vue mécanique, la mission d'un mur de soutènement est de compenser la différence entre les sollicitations en cours et l'état d'équilibre. Il y a lieu d'estimer suffisamment:

- la limite de l'équilibre de la masse de sol seule. C'est ce qu'est communément dénommé état limite d'équilibre.
- les forces (généralisées) développées dans la masse de sol, ainsi que leur variabilité dans le temps et dans l'espace.

Le mur de soutènement est conçu ajusté à la différence entre les ensembles précédents de forces. Le mur de soutènement doit vérifier les équilibres vis-à-vis:

- des matériaux constituant son corps,
- des efforts appliqués par la masse de sol en aval,
- de son assise

Nombreuses sont les théories et méthodes de calcul des forces exercées par les massifs de sol sur les murs de soutènement. Les plus connues sont celles de Colomb (1773), Rankine (1860), Boussinesque (1948), Sokolovski (1960). L'application du théorème des états correspondants et du principe de superposition des états de contraintes permet de prendre en compte les cas de charge les plus fréquemment rencontrés.

### I.3 ETATS DE POUSSEE ET DE BUTEE

Le calcul des murs de soutènement découle de l'étude de la rupture du terrain situé derrière le mur. La surface de contact entre le sol et le mur de soutènement est dénommé écran. Lorsqu'un massif de sol est en contact direct avec un mur de soutènement, il exerce sur ce dernier une poussée dite poussée naturelle des terres ou poussée des terres au repos. Si l'écran se retire, pour une raison quelconque, le sol se décomprime et la contrainte développée à l'interface décroît. La poussée des terres, précédemment dénommé au repos prend le nom de poussée active ou, directement, poussée. La plus petite valeur de la poussée du sol, avant que la rupture ne se produise, est considérée comme étant la poussée active du sol ( $P_a$ ).

Si, au contraire, l'écran est poussé, par un procédé quelconque, contre le massif de sol, ce dernier produit des efforts dits de butée. Plus l'écran est écrasé contre le massif de sol, plus les efforts de butée augmentent jusqu'à atteindre une rupture.

La plus grande valeur des efforts développée avant d'atteindre la rupture est considérée comme étant poussée passive ( $P_p$ ) ou butée. La butée ( $P_p$ ) est, en d'autres termes, la réaction opposée par le massif du sol au mouvement de l'écran vers lui, après mobilisation de toutes les résistances disponibles.

#### I.3.1 Equilibre de Rankine

La méthode dite d'équilibre de Rankine est applicable aux trois états de poussées (active, au repos et passive). La méthode de Rankine fut développée en 1860. Elle permet d'évaluer, en premier lieu, la répartition des contraintes sur l'écran. Les autres types d'efforts (forces, moments,...) sont déduits selon un calcul purement mathématique. Cette méthode aboutie à une répartition triangulaire des contraintes de poussée (figure I.1).

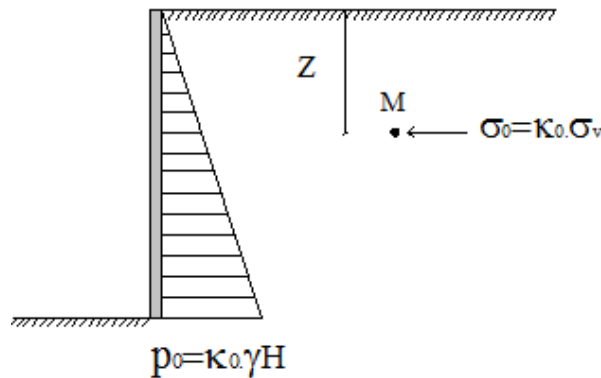
##### a. Poussée des terres au repos

Pour un massif de sol semi infini, le rapport des contraintes horizontales et verticales est dénommé le coefficient des terres au repos:  $k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$

Avec:

$\sigma_h$ : Contrainte horizontale en un point (M) du sol

$\sigma_v$ : Contrainte verticale en le même point M



**Figure I.1:** Distribution des contraintes des terres au repos (selon Rankine).

Selon Jaky (1944),  $k_0 = 1 - \sin \varphi$  pour le cas des sols pulvérulents et ceux fins normalement consolidés. L'expression de Jaky est utilisable si le terre plein est horizontal.

### b. Poussée passive

Le mécanisme de butée s'exprime par une contraction latérale du massif de sol et une expansion verticale de sa surface libre. Le rapport  $k_p = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$  et dénommée coefficient de butée. Selon Rankine, le coefficient  $k_p$  est proche de  $\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$

### c. Poussée active

Le mécanisme de poussée s'exprime par une expansion latérale du massif et un affaissement de sa surface libre provoqué par le mouvement de l'écran. Le rapport  $k_a = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$  et dénommée coefficient de poussée. Selon Rankine, le coefficient  $k_a$  est proche de  $\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$

#### Remarque:

- Le mode de fonctionnement réel des murs de soutènement n'est jamais connu avec précision.
- Des murs de soutènements peuvent, en certains cas, être simultanément en états de poussé et de butée.

### I.3.2 Equilibre de Coulomb

Mise au point par Coulomb en 1773, la méthode en question permet de déterminer les forces limites de poussée et de butée s'exerçant sur l'écran. La méthode de Coulomb ne requiert pas l'évaluation des l'état de contraintes s'exerçant dans le sol derrière le mur.

## I.4 MURS DE SOUTÈNEMENT

### I.4.1 Introduction

Les ouvrages dénommés murs de soutènement sont des structures de rétention des sols.

L'interaction entre un ouvrage de soutènement et le terrain concerné se manifeste à deux niveaux:

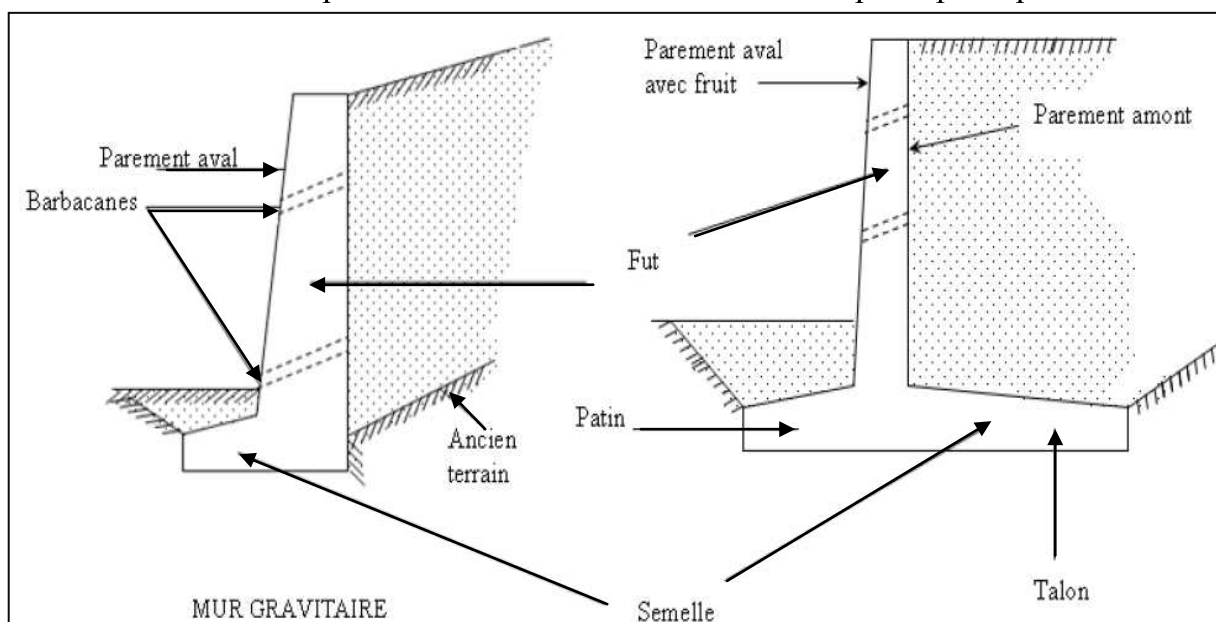
- La poussées ou butée derrière le mur développée par le sol. Le mur de soutènement doit être conçu apte à encaisser les amplitudes des forces exercées.
- L'assise de l'ouvrage. C'est à dire l'interaction avec le sol de fondation. Le mur de soutènement doit, en effet, reposer sur le sol support sans, toute fois, dépasser les capacités de ce dernier.

### I.4.2 Définitions

Un mur de soutènement est un ouvrage destiné à retenir un coin de terres pouvant glisser. Les murs de soutènement sont souvent utilisés pour la réalisation de terrasses urbaines. Ils sont constitués de deux principales parties:

- fut: paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière.
- fondation: dans laquelle le fut est encastré, La fonction principale de la fondation est d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

La figure I.2 montre un exemple d'un mur de soutènement avec les principales parties.



**Figure I.2:** Nomenclature des termes usuels.

De mêmes, quelques autres organes considérés comme étant secondaires sont montrés dans la figure I.2.

- *Barbacane*: petit tube ou petite ouverture dans le mur permettant l'évacuation d'eaux excédentaires.
- *Fruit*: inclinaison du parement du mur par rapport à la verticale. Le fruit est considéré négatif si l'inclinaison est dirigée vers l'extérieur



- *Parement extérieur (aval)*: face visible du mur
- *Parement intérieur (amont)*: face non visible du mur

### I.4.3 Différents types d'ouvrages de soutènements

Les murs de soutènements sont classés en deux grandes catégories:

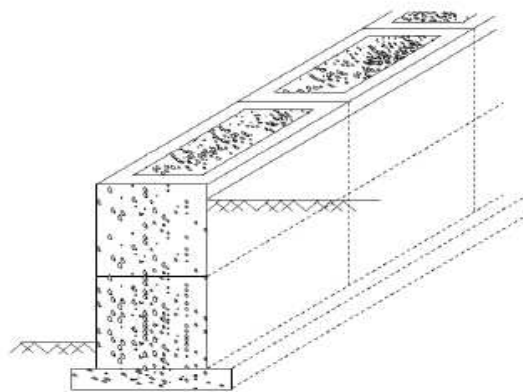
- Murs gravitaires, dénommés aussi murs poids,
- Murs voiles.

#### I.4.3.1 Murs gravitaires

Les murs gravitaires sont des ouvrages résistants par leur poids propre à la majeure partie de la poussée des terres. Leur face arrière peut, éventuellement, contenir des redans. Parmi les murs gravitaires se distinguent:

##### a-Mur à caissons

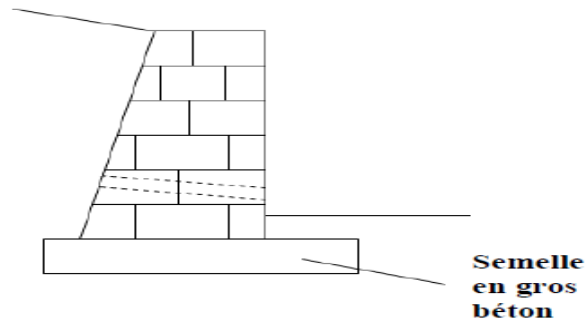
Le mur à caisson est reconnu être résistant, il est constitué d'un ensemble de boîtes alignées et/ou superposées. Chaque boîte (ou caisson) est remplie de sol, de pierres ou d'un autre matériau de poids volumique élevé. La stabilité du mur est assurée par la largeur des caissons et le poids du matériau de remplissage. La figure I.3 montre l'exemple d'un mur de soutènement à caissons.



**Figure I.3:** Mur à caissons.

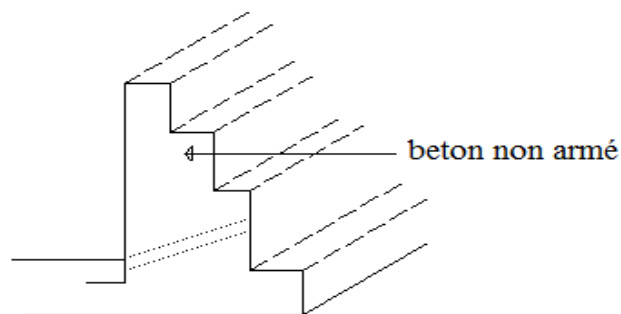
##### b-Mur gravitaire en maçonnerie

Les murs gravitaires en maçonnerie sont des murs constitués de pierres, de moellons ou de briques jointées. La figure I.4 montre un exemple d'un mur gravitaire en maçonnerie.



**Figure I.4:** Mur gravitaire en maçonnerie.

### c-Mur gravitaire à redans



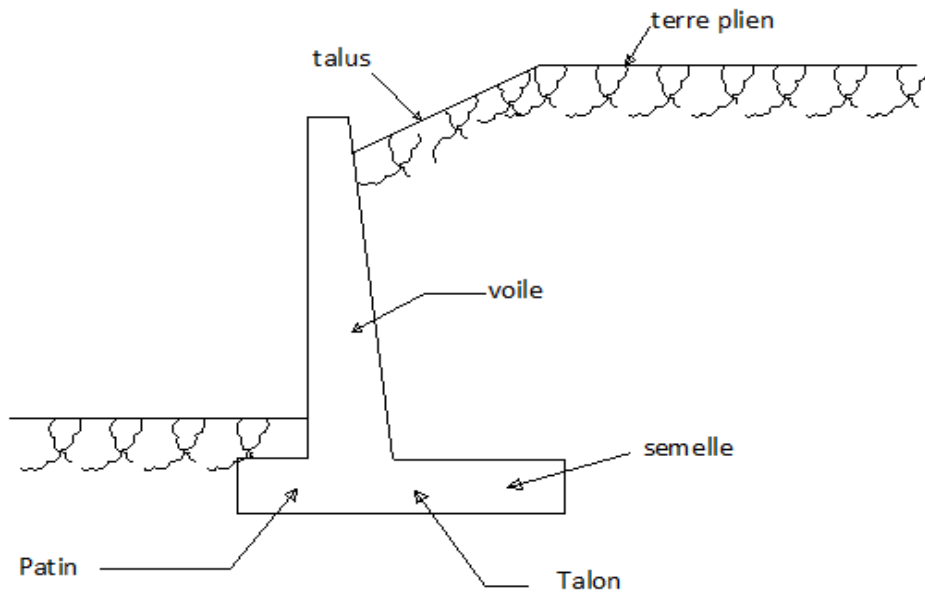
**Figure I.5:** Mur gravitaire à redans.

### I.4.3.2 Murs voiles

Les murs voiles sont aussi quelquefois appelés murs chaises ou mur cantilever. Ce sont des ouvrages utilisant comme élément de stabilisation le poids des terres soutenues par l'intermédiaire de leur semelle de fondation. De tels murs sont réalisés en voiles minces de béton armé (d'où leur nom) et peuvent avoir des formes, plus ou moins, compliquées. Les semelles de tels murs comportent un patin ou bec et un talon avec parfois une bêche à l'arrière. Leur fut comporte parfois une chaise de lestage. On rencontre également des murs voiles à contreforts avec radier de lestage. Parmi les murs-voiles:

#### a-Mur en T renversé classique

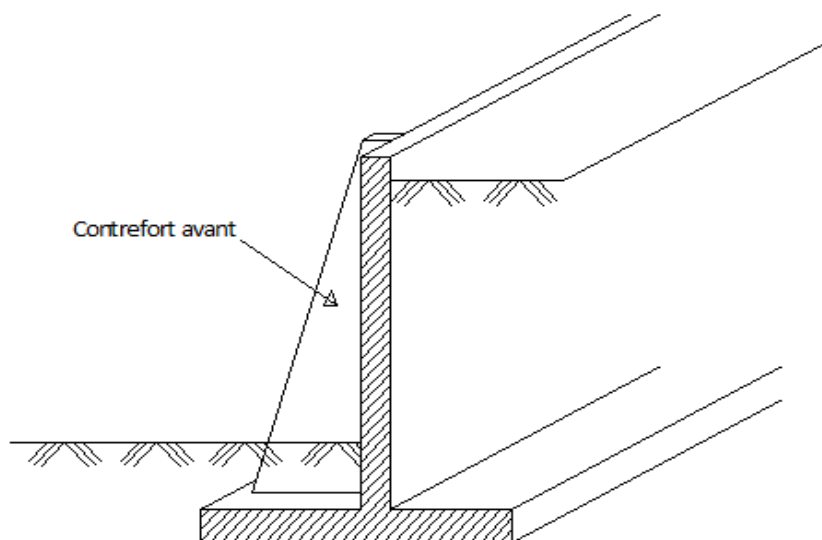
Le mur en T renversé est la forme classique d'un mur en béton armé. Il est économique et sans contreforts, si sa hauteur n'excède pas 5 m à 6 m. Il peut-être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. En effet, par rapport à un mur poids de même hauteur, le design engendre sur le sol des contraintes plus faibles pour une même largeur de semelle. La figure I.6 montre un exemple d'un mur en T renversé classique.



**Figure I.6:** Mur en T renversé classique.

### **b-Mur à contreforts**

Lorsque la hauteur du mur est importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile. Un exemple d'un mur à contrefort est montré sur la figure I.7

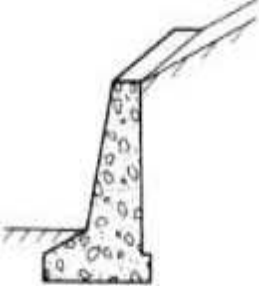
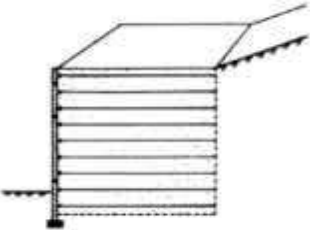
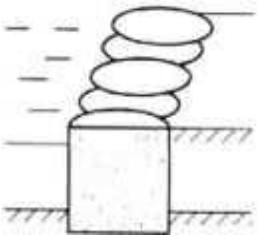
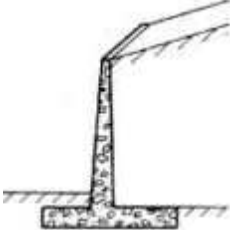
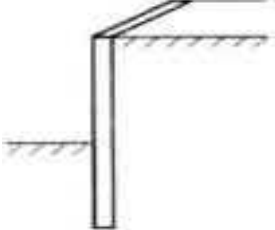
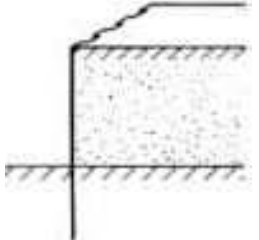
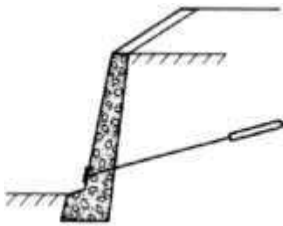
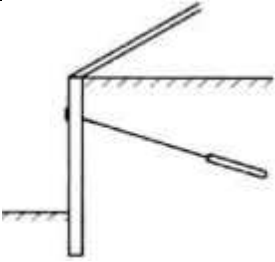
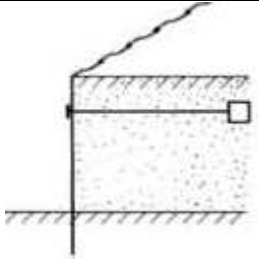


**Figure I.7:** Mur à contreforts.

### c-Autres types de murs

Le tableau 1.1 montre la classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.

**Tableau I.1:** Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.

Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p data-bbox="432 931 794 1010">Mur poids en béton ou en maçonnerie</p>	 <p data-bbox="895 931 1161 965">Mur en terre armée</p>	 <p data-bbox="1233 931 1493 965">Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p data-bbox="405 1294 820 1328">Mur cantilever en béton armé</p>	 <p data-bbox="938 1294 1123 1328">Paroi moulée</p>	 <p data-bbox="1281 1279 1445 1357">Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p data-bbox="472 1619 756 1653">Mur en béton, ancré</p>	 <p data-bbox="887 1637 1171 1671">Paroi moulée ancrée</p>	 <p data-bbox="1270 1637 1458 1671">Rideau ancré</p>

### I.4.4 Nomenclature

#### Ecrans de soutènement

Selon l'Eurocode 7 (1997), Les écrans de soutènement sont des ouvrages relativement minces en acier, en béton armé ou en bois, supportés par des ancrages, des bottions et/ou la butée des terres. Le poids des ouvrages considérés comme écrans de soutènement est relativement faible. En revanche, la résistance à la flexion de ces ouvrages est considérable et joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu.

Peuvent être cités comme exemples de tels ouvrages de soutènement, les rideaux de palplanches auto stables, les murs cantilevers en palplanches métalliques, les rideaux de palplanches ancrés ou boutonnés en acier ou en béton, et les parois moulées.

**Rideaux de palplanches:** Les rideaux de palplanches sont en général constitués de palplanches métalliques, emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne. Il sert de soutènement à un massif de sol. La figure I.8 présente un exemple de rideaux de palplanches.

**Gabion:** Un gabion (figure I.9) désigne une cage, faite de solides fils d'acier remplis de pierres. Les ouvrages en gabions ne nécessitent pas de fondation et peuvent être réalisés directement sur le décaissement.



**Figure I.8:** Rideau de palplanches.



**Figure I.9:** Formes de gabions.

**Drainage:** Le drainage est un système situé en pied de mur pour récupérer l'eau pouvant s'accumuler. Le drain doit évacuer l'eau dans un réseau d'assainissement.

**Moellon:** Pierre utilisée en construction souvent en calcaire plus ou moins tendre. Elle est taillée partiellement ou totalement. Ses dimensions et sa masse la rendent maniable par une seule personne.

**Remblai:** Masse de terre déplacée pour surélever un terrain ou boucher un trou.



## I.5 CONCEPTION DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

### I.5.1 Contexte Technologique

Les fondations sont des éléments fondamentaux dans un projet de construction car la pérennité de l'ouvrage dépend de leur qualité. Les fondations reprennent et transmettent au sol les charges permanentes, accidentelles et d'exploitation. Il est donc important qu'elles soient calculées et réalisées avec le plus grand soin. La fondation est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel elle transmet les charges statiques et dynamiques appliquées par l'ouvrage. Elle est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte la tenue de l'ensemble de la structure.

Les fonctions des fondations sont essentiellement de deux ordres:

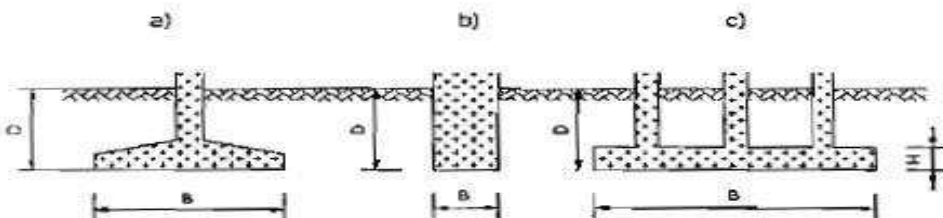
1. Reprendre les charges et surcharges exercées par la structure.
2. Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et du sol support.

On distingue deux principaux types de fondations: superficielles et profondes.

Les premières sont souvent faiblement ancrées dans le sol. Elles sollicitent un faible volume du sol sous jacent. L'interaction de ce type de fondation avec le sol se fait par le biais de la surface de base. Les fondations profondes atteignent des profondeurs beaucoup plus grandes et interagissent via la pointe et/ou la surface latérale.

### I.5.2 Fondations Superficielles

Selon les règles de l'art, une fondation est considérée comme superficielle lorsque le rapport ( $D/B$ ) de la profondeur sur la largeur est inférieur ou égal à quatre. Pour certains auteurs, ce rapport peut être augmenté jusqu'à 6. Un radier général de largeur 10m, par exemple, ancrée à la profondeur 5m est considéré comme fondation superficielle ( $D/B = 0.5$ ), alors qu'un pieu, ou micro-pieu, de diamètre 25 cm à 30 cm ancré à 2 m, est considéré comme fondation profonde. La figure I.10 montre des exemples de fondations superficielles.



**Figure I.10:** Exemples de fondations superficielles.

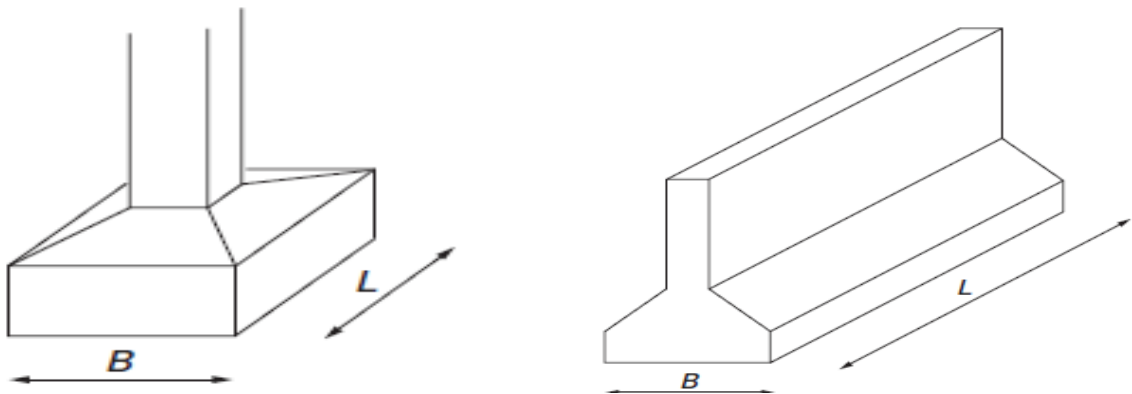
Lorsque la distance séparant deux fondations est assez petite, ces dernières sont associées par semelles communes. Le résultat obtenu en est une fondation filante selon l'axe x ou y de la

structure, fondation filante croisées ou radier général. Le radier général est le type de fondation adopté pour les bâtiments réalisés sur sol mou, pour les murs de soutènement et pour les réservoirs. Les fondations superficielles ne nécessitent pas de qualifications particulières de mise en œuvre.

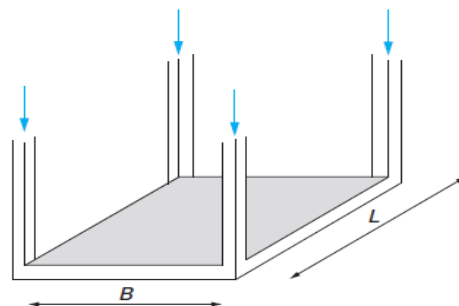
### I.5.3 Type des Fondations Superficielles

Les fondations superficielles se répartissent en trois principales familles:

- Les fondations sur semelles isolées: chaque poteau repose sur une seule semelle. La figure I.11 est l'exemple d'une fondation sur semelle isolée carrée.
- Les fondations sur semelles filantes: selon l'axe x, y ou croisées. La figure I.12 montre la forme d'une semelle filante.
- Les radiers ou dallage supportant tous les poteaux. La figure I.13 est une vue schématique d'un radier général.



**Figure I.11:** Fondation sur semelle isolée carrée. **Figure I.12:** Forme usuelle d'une semelle filante.



**Figure I.13:** Vue schématique d'un radier.

### I.5.4 Facteurs d'Influence

La conception d'un mur de soutènement doit prendre en considération certains critères. Ces derniers peuvent être communs à plusieurs types de projets. Ils influent, de façon significative, la conception de l'ouvrage. Parmi les critères les plus recensés se distinguent:

- ❖ les caractéristiques géotechniques du sol

La conception adéquate d'une fondation requière, entre autres, la connaissance des caractéristiques géotechniques des couches sous jacentes jusqu'à une profondeur dépendante des dimensions mêmes de ces fondations et des charges apportées au sol.

❖ la nappe phréatique

Le niveau de la nappe phréatique, la qualité de l'eau contenue dans le sol et la vitesse d'infiltration influent visiblement sur la conception des fondations et leur mise en œuvre. De par leur variabilité dans le temps, elles sont considérées comme pseudo-caractéristiques géotechniques.

❖ la fonctionnalité de l'ouvrage

La prise en compte des charges apportées par la superstructure aux fondations, ainsi que les déformations tolérables de ces dernières sont évidentes dans la conception des fondations. En réalité, la superstructure, le système de fondation et le sol constituent un ensemble interactif complexe. Les études académiques en sont à des stades élémentaires de compréhension.

❖ l'aspect économique

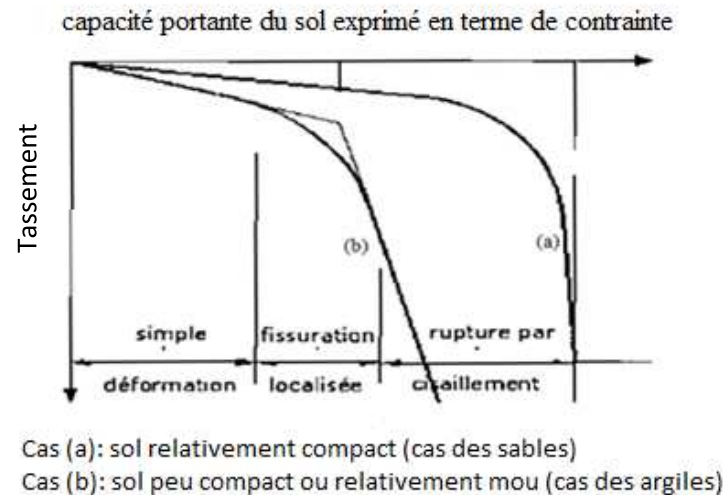
Comme tout projet technologique, entre autre génie civil, la conception de l'ouvrage doit respecter les deux familles de contraintes: l'économie et la sécurité. Le concepteur est appelé à faire la conception la plus économique possible tout en respectant les règles de l'art en matière de sécurité.

## **I.6 CAPACITE PORTANTE ET TASSEMENT**

Lors du dimensionnement d'une fondation, deux grandeurs sont à considérer: la capacité portante du sol et le tassement de celui-ci. L'ingénieur géotechnicien devra se préoccuper, dans un premier temps, de la capacité portante du sol. C'est-à-dire s'assurer que le sol peut supporter les charges transmises par la fondation. Le cas échéant, il devra vérifier que le tassement du sol (déformation verticale) reste dans des limites admissibles. La figure I.14 (cité par Gildas, 2005) exprime les lois de comportement usuellement considérées pour les deux classes de sols (pulvérulents et cohésifs). Le schéma de la figure I.14 ne donne pas d'indication sur la limite des intervalles de déformation simple, fissuration localisé et rupture par cisaillement.

En rappel, la capacité portante d'un sol est définie comme étant la contrainte maximale qu'il peut développer avant apparition d'un signe de rupture par cisaillement. La contrainte admissible du sol est, tout simplement, la capacité portante ultime de ce dernier minorée d'un facteur de sécurité.





**Figure I.14:** Tassement des sols en fonction de la portance.

## I.7 AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Les fondations superficielles démontrent quelques avantages absolus ou comparativement aux fondations profondes. De même, quelques inconvénients sont récents **Gabion**

Un gabion désigne une cage, faite de solides fils d'acier remplis de pierres. Les ouvrages en gabions ne nécessitent pas de fondation et peuvent être réalisés directement sur le décaissement. dans la littérature et dans la pratique. Ci-dessous les avantages et inconvénients les plus marqués.

### I.7.1 Avantages

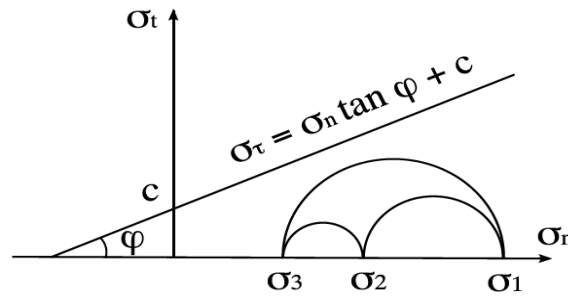
- ❖ Les fondations superficielles sont utilisables dans la plus part des structures génie civil.
- ❖ La mise en œuvre de ce type de fondation est simple
- ❖ Ne nécessitent pas de matériels spécifiques ou de mains d'œuvre spécialisées
- ❖ Coûts modérés par rapport aux autres types de fondations

### I.7.2 Inconvénients

- ❖ Les fondations superficielles sont réalisées uniquement sur des terrains résistants.
- ❖ La réalisation d'une fondation superficielle est interdite en zone de forte sismicité

## 1.8 ÉTATS D'EQUILIBRE

Les calculs physiques et mécaniques de la stabilité des ouvrages de soutènements sont basés sur le concept de l'état d'équilibre limite. C'est l'état frontière entre le domaine d'équilibre et celui de rupture. Les calculs analytiques ne sont pas disponibles dans les plages d'équilibre parfait et de rupture perçue. La figure I.15 montre une schématisation de l'état d'équilibre limites.



**Figure I.15:** Critère de Mohr-Coulomb.

### I.8.1 Equilibre interne

L'étude de l'équilibre interne d'une structure génie civil signifie la vérification de la stabilité des matériaux constitutifs. Les forces généralisées et les déformations des matériaux doivent être prouvées inférieures aux capacités de ceux-ci. Pour le cas des structures en béton armé, cette question revient à effectuer un calcul béton armé selon un règlement adopté. Les états limites d'équilibre ultime et de service doivent être vérifiés pour chaque type de sollicitation: compression, traction, flexion simple ou composée, torsion,... En somme, les matériaux constitutifs de la structure, qu'ils soient en béton armé, en charpente métallique ou autre, doivent rester dans l'intervalle des états d'équilibre pleinement satisfaits.

### I.8.2 Equilibre externe

L'équilibre externe englobe la vérification de la stabilité du mur de soutènement en tant que solide indéformable. Ce type de conception tient compte des vérifications suivantes:

- ❖ Vérification de la portance du sol support à l'encontre des contraintes appliquées par l'assise du mur de soutènement.
- ❖ Vérification du glissement au pied du mur de soutènement relativement au sol d'assise, C'est vérifier que l'ouvrage ne recule pas.
- ❖ Vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement par rapport à l'assise, cette vérification doit être effectuée pour tout point de la base.
- ❖ Vérification vis-à-vis du glissement rotationnel global du mur de soutènement, y compris le terrain avoisinant.

## I.9 CONSIDERATIONS SPECIFIQUES

La phase de réalisation est une phase critique requérant un intérêt assez particulier. La particularité de la phase de réalisation est que certains sujets peuvent apparaître et entraver la réalisation de l'ouvrage, ou ils n'ont pas été prévus lors de la conception de celui-ci. Parmi les sujets les plus rencontrés lors de la phase de réalisation:

- ❖ Un réseau souterrain
- ❖ Une eau perchée
- ❖ Des effondrements de fond de fouille
- ❖ Des glissements localisés

## INTRODUCTION

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement des talus raides. Ces ouvrages sont rencontrés aussi bien dans les sites urbains que ruraux. Dans le premier groupe de sites, les structures de soutènement sont conçues et réalisées comme éléments de plans d'aménagements. Dans le second groupe, ces structures sont souvent mises en œuvre en protection des chaussées routières contre les risques d'éboulement de terrains. Dans tous les cas, la conception d'un mur de soutènement doit satisfaire, d'une part, des conditions de bonne mise en œuvre, et d'une autre part, rester dans au-delà de limites économiques acceptables.

La diversité des méthodes de calcul et le nombre élevé de paramètres géotechniques à prendre en considération constituent les difficultés majeures de la conception de tels ouvrages. De plus, d'autres contraintes peuvent se manifester telles que celles ayant trait aux techniques de mise en œuvre, aux démarches administratives, au coût du projet, aux closes urbaines et aux conditions climatiques. Par ailleurs, la majorité des paramètres techniques de calcul d'un mur de soutènement (sinon tous) sont peu connus avec précision, et peuvent varier dans le temps et dans l'espace.

La présente étude vise l'objectif d'une présentation pratique d'un calcul de mur de soutènement. C'est une version pseudo-graphique d'évaluation des grandeurs requises et un chemin simplifié vers les résultats recherchés. En effet, les expressions mathématiques (si nombreuses qu'elles sont) sont représentées en format graphique évitant, ainsi, les calculs fastidieux et donnant même des résultats numériques pré-calculés.

L'approche tracée pour la présente étude est de faire varier, pour des valeurs assez distinctes, les paramètres géométriques et géotechniques de l'ensemble Mur-Sol afin d'observer leurs impact sur la stabilité d'un mur de soutènement. Ceci permet d'analyser de près la sensibilité du mur en question.

Le premier chapitre du présent mémoire est une revue bibliographique sur les murs de soutènement. Il permet, entre autres, de situer l'étude envisagée par rapport à des travaux comparables.

Dans le second chapitre diverses méthodes de calculs des murs de soutènement sont rappelées et explicitées. Les résultats obtenus de tous les calculs et les interprétations correspondantes sont groupés dans le chapitre 3.

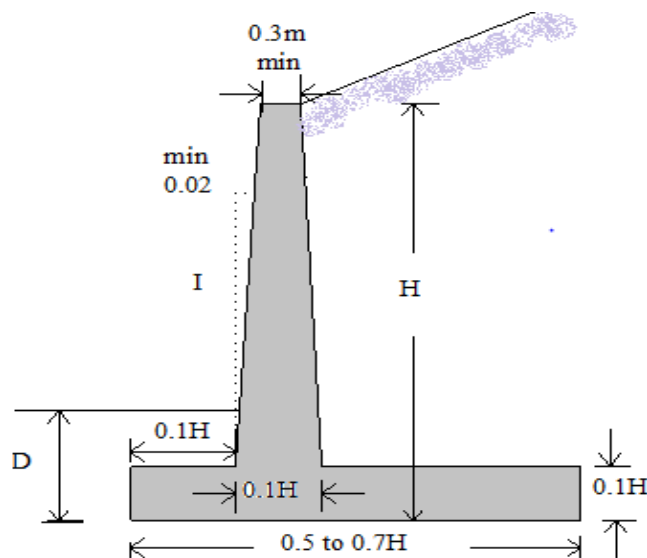
Une conclusion clôture le programme établi pour cette étude et en regroupe les résultats les plus importants. Des axes de continuation et des orientations scientifiques sont proposés à l'issue des calculs analytiques effectués.

## CHAPITRE II CALCUL DES STABILITES D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT

### II.1 INTRODUCTION

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse. Le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandent une succession de calculs longs et itératifs. Aussi, pour arriver, par la façon la plus rapide qui soit, aux bons résultats, il est important de faire un pré-dimensionnement géométriques du mur.

La figure II.1 (Y-Chrait) présente les proportions courantes d'un mur de soutènement en béton armé.



**Figure II.1:** Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé

Deux méthodes de calcul géotechnique des murs de soutènement largement répandues, jusqu'à aujourd'hui, sont celles de Rankine et de Coulomb respectivement.

La Méthode de Rankine, développée en 1860, suppose que:

- que la cohésion et le frottement entre le parement du mur de soutènement et le sol en contact sont nuls. Ceci veut dire que l'angle de frottement ( $\delta$ ) entre le mur et le sol est nul.
- que les contraintes de poussées des terres sont parallèles à la surface du terrain.
- Que lorsque le mur de soutènement présente une semelle ou un talon, un mur fictif vertical fait fonction du mur de soutènement. Ce dernier passe par l'arrière du talon et l'avant du patin de la semelle.
- Tout élément intérieur à la surface du sol est apte à se rompre.

La méthode de Coulomb, développée bien avant celle de Rankine, est fondée sur deux principales hypothèses:

- Le sol se rompt suivant une surface de rupture plane passant par le pied de l'écran.

- L'inclinaison de la force exercée par le sol sur l'écran du mur est connue. Ceci revient à dire que l'angle ( $\delta$ ) de frottement sol/mur est connu.

## II.2 PRINCIPES DE CALCUL D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT

Les ouvrages de soutènement constituent une classe particulière d'ouvrages enterrés. Leur calcul et leur dimensionnement posent des problèmes spécifiques liés aux hypothèses de calcul, au type de modélisation et à l'estimation de certaines grandeurs.

Une connaissance consistante des efforts appliqués à la structure portante est requise en premier lieu. Ces efforts sont répertoriés comme permanents, moyennement variables ou accidentelles. Le calcul des efforts de poussée des terres sur un écran et de la capacité portante d'un sol de fondation sont reconnus non facilement faisables, ni précis.

De même, les caractéristiques physiques et mécaniques du sol de fondation doivent être appréciées avec suffisamment de précision.

### II.2.1 Calcul de poussée et de butée

Un des problèmes fondamentaux en mécanique des sols est la détermination des actions exercées par un massif de sol retenu par un écran sur celui-ci. Ci-après, un rappel sommaire des méthodes de calcul classiques de ces actions, ainsi que des hypothèses de base et leur domaine de validité. Le calcul des efforts de poussée ou de butée dans les ouvrages de soutènement doit tenir compte de paramètres tels que:

- le poids volumique du sol,
- la résistance au cisaillement du sol,
- le frottement entre le sol et l'ouvrage,
- l'inclinaison de la surface du sol, à l'amont et à l'aval de l'ouvrage,
- les déformations et déplacements relatifs de l'ouvrage par rapport au sol,
- la présence de la nappe d'eau, et
- les surcharges à la surface du sol.

#### II.2.1.1 Calcul selon la méthode de Rankine

Le calcul par la méthode de Rankine abouti à une répartition triangulaire des contraintes de poussée sur l'écran et permet d'évaluer:

- la force de poussée: volume du prisme des contraintes
- le point d'application de la force:  $H/3$ . Ceci correspond à la concentration des contraintes à répartition triangulaire au centre de gravité du triangle.

Un des inconvénients de la méthode de Rankine est celui de négliger l'effet de la rugosité sur l'interface sol/mur. D'autre part, la même méthode considère que la rupture se manifeste selon un

plan incliné de  $(\pi/4 \pm \phi/2)$  par rapport au plan sur lequel s'applique la contrainte principale majeure. La Figure II.3 montre une représentation générale des forces selon Rankine.

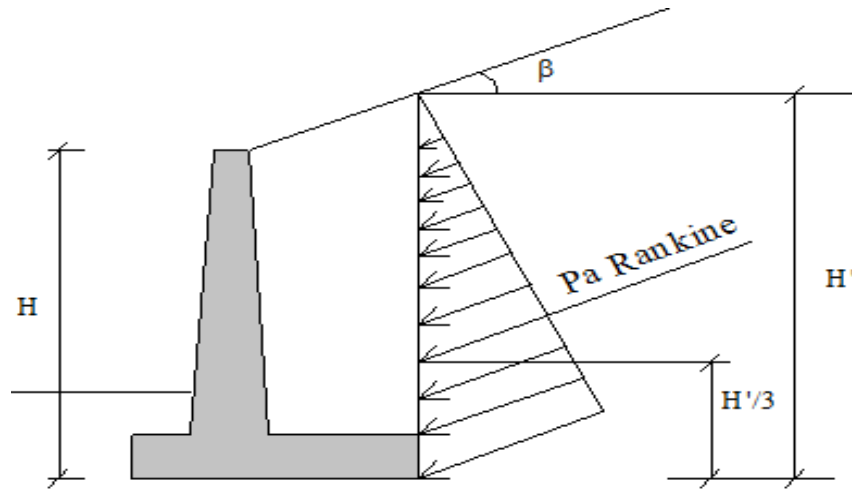


Figure II.2: Diagramme de contraintes selon Rankine.

**Evaluation des contraintes**

Selon Rankine, la contrainte de poussée horizontale due au poids d'un sol en un point M situé à une profondeur (z) est:  $p_a(z) = k_a \cdot \sigma_v(z) - 2c\sqrt{k_a}$  (1)

**a- Cas de Poussée**

Lorsque le sol est cohérent:

$$P_a = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot H^2 - 2c\sqrt{k_a} \cdot H \quad (2)$$

Si le sol est purement pulvérulent, la cohésion C est remplacée par 0 dans l'équation (1).

Le coefficient de poussée  $k_a$ , apparaissant dans l'équation (1), est calculé selon l'une ou l'autre des deux expressions ci-dessous, bien que la seconde expression inclut la première:

➤ Surface du sol horizontale:  $k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$  (3)

➤ Surface du sol inclinée d'un angle  $\beta$ :  $k_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$  (4)

**b- Cas de Butée**

Lorsque le sol est cohésif:

$$p_p = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma \cdot H^2 + 2c\sqrt{k_p} \cdot H \quad (5)$$

Si le sol est purement pulvérulent, la cohésion C est remplacée par 0 dans l'équation (5).

Le coefficient de butée  $k_p$ , apparaissant dans l'équation (6), est calculé selon l'une ou l'autre des deux expressions ci-dessous, bien que la seconde expression inclut la première:

➤ Surface du sol horizontale:  $k_a = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$  (6)

➤ Surface du sol inclinée d'un angle  $\beta$ :  $k_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$  (7)

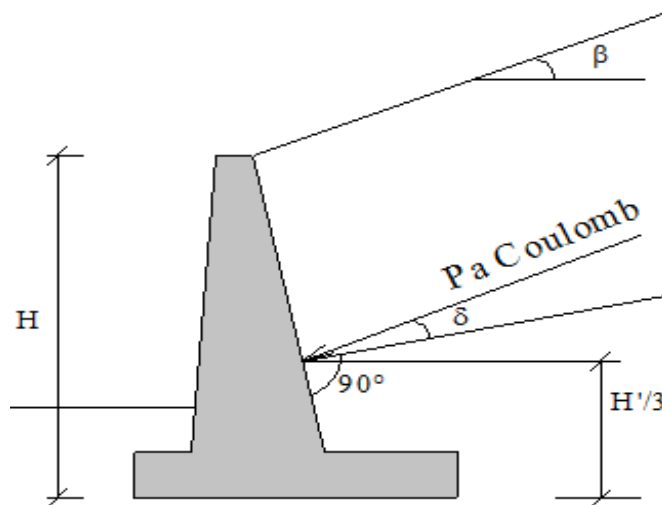
**N.B:** Dans le cas où la surface du sol est inclinée d'un angle  $\beta$ , la force de poussée (ou de butée) est répartie en composantes l'une horizontale et l'autre verticale.

$$P_h = P \cdot \cos \beta \quad (8)$$

$$P_v = P \cdot \sin \beta \quad (9)$$

### II.2.1.2 Calcul selon la méthode de Coulomb

Contrairement à la méthode de Rankine, celle de Coulomb ne donne pas la répartition des contraintes, mais plutôt la résultante des forces appliquée en un point situé à  $H/3$ . L'analyse de l'équation (10) ci-dessus, conduit à dire que même la méthode de Coulomb assume une répartition triangulaire des contraintes de poussée (ou de butée). La figure II.3 est une illustration de la force de poussée estimée par la méthode de Coulomb.



**Figure II.3:** Force de poussée selon Coulomb.

#### a- Cas de Poussée

Lorsque le sol est cohérent:

$$P_a = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot H^2 - 2c\sqrt{k_a} \cdot H \quad (10)$$

Si le sol est purement pulvérulent, la cohésion  $C$  est remplacée par 0 dans l'équation (10).



Le coefficient de poussée  $k_a$ , apparaissant dans l'équation (3), est calculé selon l'expression:

$$k_a = \frac{\sin^2(\lambda - \varphi)}{\sin^2\lambda \cdot \sin(\lambda + \delta)} \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \beta)}{\sin(\lambda + \delta)\sin(\lambda - \beta)}}} \quad (11)$$

Où:

$\lambda = \pi/2 + \theta$ : Angle d'inclinaison de la face amont du mur par rapport à la verticale.  $\theta$  est l'angle d'inclinaison de la face amont du mur par rapport à l'horizontale

$\delta$ : Angle de frottement sol-mur

$\varphi$ : Angle de frottement interne du sol

$\beta$ : Angle d'inclinaison de la surface du terrain.

### a- Cas de Butée

Dans le cas où le sol est cohérent

Lorsque le sol est cohérent:

$$P_a = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma \cdot H^2 + 2c\sqrt{k_p} \cdot H \quad (12)$$

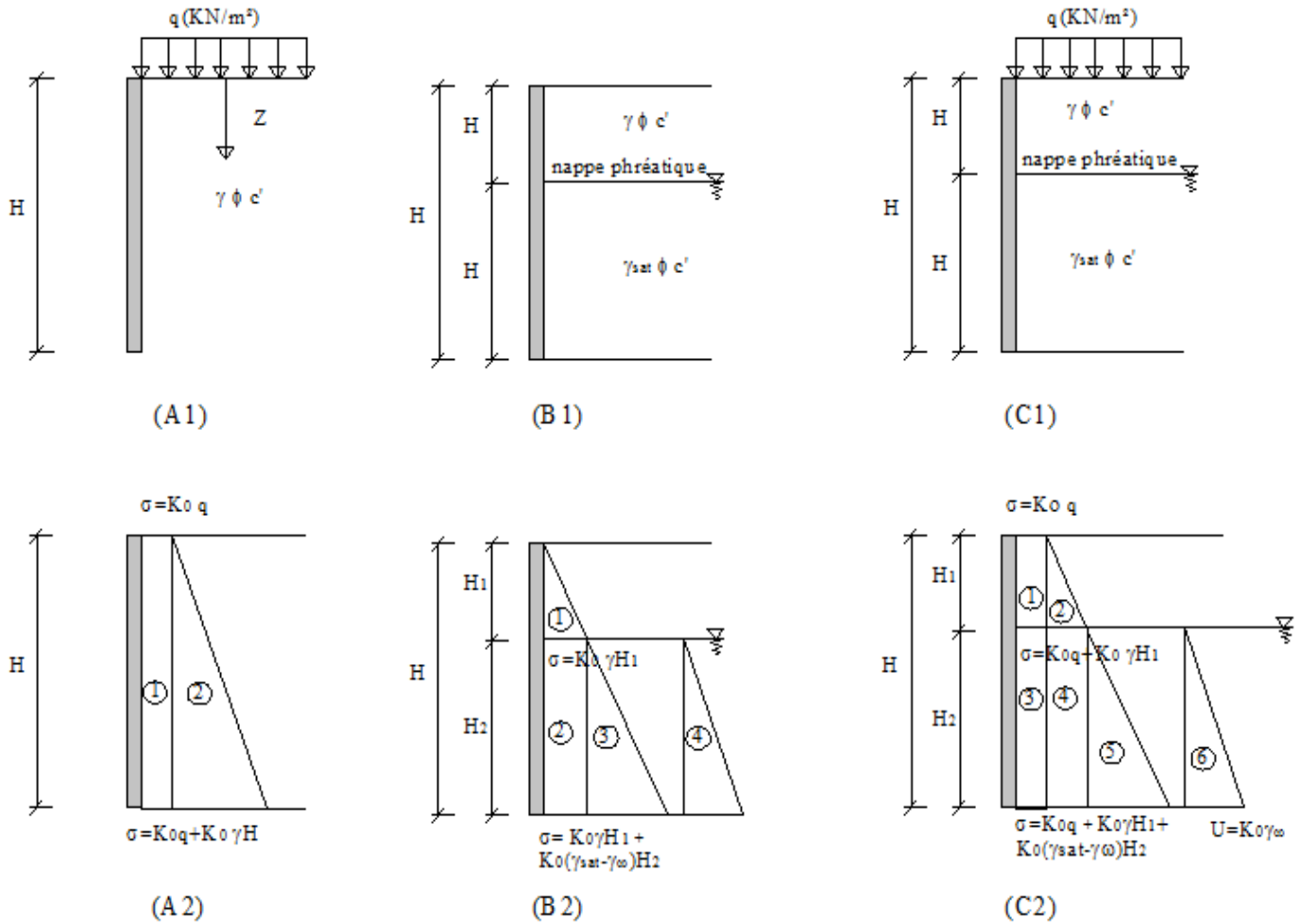
Si le sol est purement pulvérulent, la cohésion  $C$  est remplacée par 0 dans l'équation (12).

Le coefficient de butée  $k_p$ , apparaissant dans l'équation (12), est calculé selon l'expression:

$$k_p = \frac{\sin^2(\lambda + \varphi)}{\sin^2\lambda \cdot \sin(\lambda + \delta)} \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta)\sin(\varphi + \beta)}{\sin(\lambda + \delta)\sin(\lambda - \beta)}}} \quad (13)$$

## II.2.2 Cas d'une Nappe Phréatique et/ou d'une Surcharge

Dans le cas de présence d'une nappe phréatique ou d'une surcharge, les contraintes (ou pressions dans le cas de l'eau) sont à prendre en considération. La figure II.4 montre la répartition des contraintes dans ces deux cas de situation.



**Figure II.4:** Diagrammes des contraintes horizontales et pressions engendrées par une surcharge (q) et une nappe phréatique.

- Les diagrammes A1 et A2 montrent la distribution des contraintes dues à la présence d'une surcharge uniformément répartie dans un sol pulvérulent.
- Les diagrammes B1 et B2 montrent la distribution des contraintes dues à la présence d'une nappe phréatique dans un sol pulvérulent.
- Les diagrammes C1 et C2 montrent la distribution des contraintes dues à la présence simultanée d'une surcharge uniformément répartie et d'une nappe phréatique.

De la sorte, les contraintes de poussée et pressions de l'eau aux profondeurs  $z=0$ ,  $z=H_1$ , et  $z=h$  sont, respectivement:

Pour	$z = 0$	$\rightarrow$	$p_h = k_0 \cdot q ;$	$U = 0$
Pour	$z = H_1$	$\rightarrow$	$p_h = k_0 \cdot q + k_0 \gamma_1 H_1 ;$	$U = 0$
et pour	$z = H$	$\rightarrow$	$p_h = k_0 \cdot q + k_0 \gamma_1 H_1 + k_0 (\gamma_{sat} - \gamma_w) + (\gamma_w \cdot H_2),$	$U = k_0 \cdot \gamma_w$

## II.2.3 Vérification des Stabilités

La conception d'un mur de soutènement est une procédure itérative dans laquelle une forme optimisée est recherchée. La géométrie initiale du mur de soutènement est assignée, d'une part à la forme et dimensions du mur, et d'autre part, aux charges pouvant être appliquées à ce mur. La géométrie est modifiée jusqu'à obtenir des valeurs satisfaisantes du facteur de sécurité.

### II.2.3.1 Stabilité vis-à-vis du Renversement

Le calcul de stabilité du mur de soutènement vis-à-vis du renversement est généralement effectué en considérant comme axe de rotation l'arête extérieure de la fondation. Les moments stabilisateurs et moteurs sont calculés relativement à cette arête. Les forces verticales dirigées vers le bas sont reconnues stabilisatrices. Celles horizontales sont reconnues renversantes. Le facteur de sécurité ( $F_s$ ) vis-à-vis du renversement est défini comme étant le rapport des moments stabilisateurs sur ceux renversants ( $F_s = \frac{\sum M_s}{\sum M_r}$ ). Ce dernier est recommandé supérieur à 2 dans la plupart des règles de conception.

$\sum M_s$ : Sommes des moments stabilisateurs (ou résistants) par rapport à l'extrémité du patin du mur.

$\sum M_r$ : Sommes des moments renversants par rapport à l'extrémité du patin du mur.

La pratique montre qu'il est inutile de vérifier la stabilité au renversement si la résultante  $F$  passe par le tiers central de la base de la fondation.

### II.2.3.2 Stabilité vis-à-vis du Glissement

Un mur de soutènement a tendance à glisser le long de la surface du sol sous l'effet des forces de poussées exercées sur lui. La résistance à ce glissement est fruit des frottements et de la cohésion entre la semelle de fondation du mur et le sol. L'ensemble des forces de frottement et de cohésion est regroupé dans l'appellation 'forces résistantes'. Le facteur de sécurité ( $F_s$ ) est défini par le rapport des forces résistantes sur celles motrices. Selon les règles de l'art,  $F_s$  doit être supérieur ou égal à 1.5. L'expression de  $F_s$  est ci-dessous donnée. Les forces mises en jeu sont montrées sur la figure II.5.

$$F_s = \frac{\sum F_{rés}}{\sum F_{trans}} = \frac{\sum V \cdot \tan k_1 \phi'_f + B \cdot k_2 c'_f + P_p}{\sum P_{ah}}$$

Où:

$\sum V$ : Somme des forces verticales.

$\phi'_f$ : Angle de frottement entre la base de la fondation du mur et le sol.

$k_1$  et  $k_2$ : Coefficients de réduction d'erreurs (compris entre 1/2 et 2/3).

$c'_f$ : Cohésion.

$P_p$ : Force de poussée horizontale.

$B$ : Largeur de la semelle.

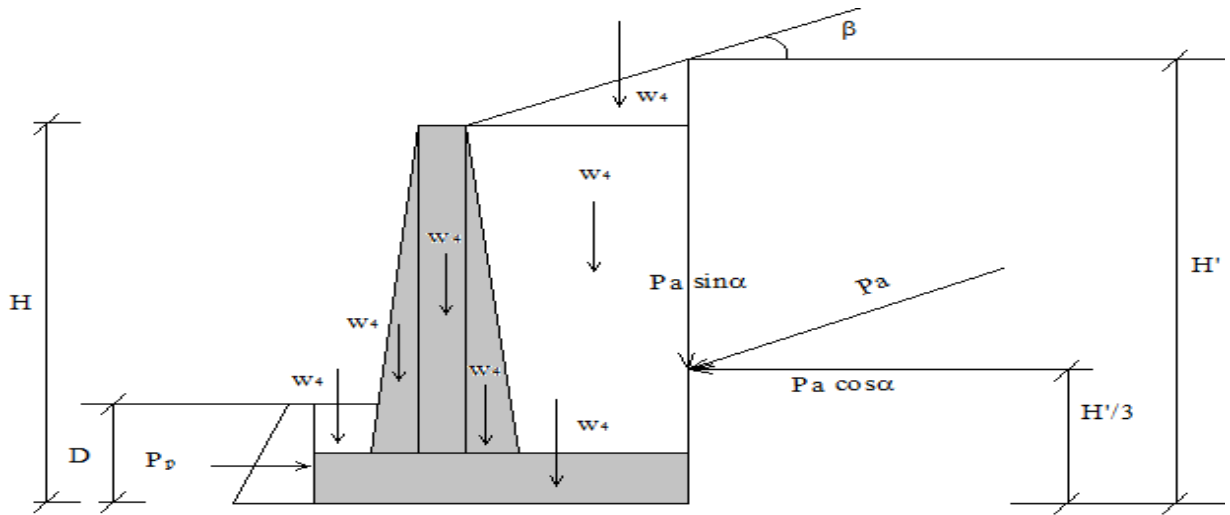


Figure II.5: Forces prises en compte dans le calcul de la stabilité vis-à-vis du glissement.

II.2.3.3 Stabilité vis-à-vis de la Capacité Portante du Sol

La formule générale d'évaluation de la capacité portante des sols selon Meyerhof (1953) est donnée par l'expression:

$$q_u = C'_f N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} \times \sigma'_{v0} N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} \times \frac{1}{2} \gamma_f N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Où:

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi'_f}{2}) e^{\pi \tan \phi'_f}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cot \phi'_f$$

et

$$N_c = 2(N_q + 1) \tan \phi'_f$$

Avec :  $N_q$  est le Terme de cohésion,  $N_s$  Terme de surface et  $N_c$  Terme de cohésion.

$$F_{cs} = 1 + \frac{B' N_q}{L N_c} = 1 + 0 = 1$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B'}{L} \tan \phi'_f = 1 + 0 = 1$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B'}{L} = 1 - 0 = 1$$

$F_{cs}$  : Facteurs de forme intégré au terme de cohésion

$F_{qs}$  : facteurs d'inclinaison intégré au terme de la charge

$F_{\gamma s}$  : Facteurs de forme intégré au terme de surface.

avec  $B' = B \frac{q_{max}}{q_{max} + |q_{min}|}$

$q_{max}$  et  $q_{min}$  sont les contraintes maximale et minimale issue de l'excentricité de la résultante des forces par rapport au milieu de la fondation du mur.

La fondation du mur est généralement considérée comme semelle filante, d'où  $\frac{B'}{L} \approx 0$ .

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi'_f (1 - \sin \phi'_f)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$F_{cd}$  : Facteur de profondeur intégré au terme de cohésion

$F_{\gamma d}$  : Facteurs de profondeur intégré au terme de surface

$F_{qd}$ : Facteurs de profondeur intégré au terme de la charge

$\sigma'_{v0} = \gamma_f \cdot D$ : Contrainte verticale effective à la base de la fondation (kPa)

$C'_f$ : Cohésion du sol sous la base de la fondation (kPa)

$\phi'_f$ : Angle de frottement interne du sol sous la base de la fondation ( $^\circ$ )

$\gamma_2$ : Poids volumique déjaugé du sol au-dessous de la fondation ( $\text{kN/m}^3$ )

B: largeur de la semelle (m)

D: profondeur d'ancrage minimale (m)

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\eta^\circ}{90^\circ}\right)^2 \quad F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\eta^\circ}{\phi'_f}\right)^2$$

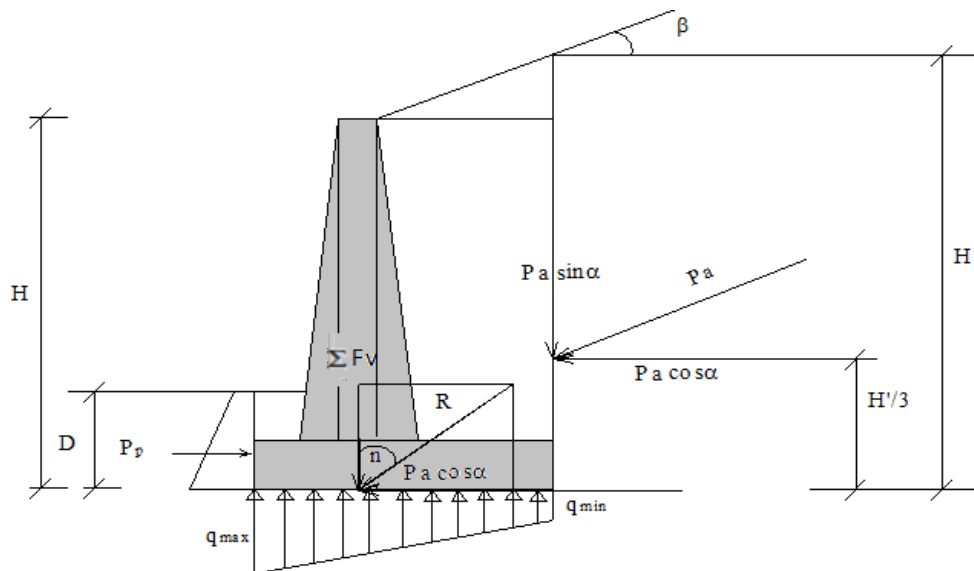
$F_{ci}$ : Facteur d'inclinaison intégré au terme de cohésion

$F_{\gamma i}$ : facteurs d'inclinaison intégré au terme de surface

$$\eta = \tan^{-1} \left( \frac{P_a \cos \alpha}{\sum F_V} \right): \text{Angle d'inclinaison de la résultante R de toutes les forces.}$$

Dans le cas où la résultante des forces est excentrée par rapport au milieu de la fondation, la réaction du sol devient non uniforme. Les valeurs maximale et minimale ( $q_{\max}$  et  $q_{\min}$ ) des contraintes engendrées sur le sol support sont telles que schématisées sur la figure II.6. Leurs expressions de calcul sont:

$$q_{\max} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad q_{\min} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad \text{où } e \text{ est l'excentricité} \quad e = \frac{M_{\text{résultante}}}{\sum F_V}$$



**Figure II.6:** Forces à prendre en compte dans le calcul de la stabilité vis-à-vis de la portance du sol.

CHAPITRE III RESULTATS ET INTERPRETATIONS

III.1 EXPRESSIONS MATHÉMATIQUES RELATIVES A L'EXEMPLE CHOISI

La présente étude est effectuée sur un modèle de mur de soutènement tel que celui présenté dans la figure III.1. La figure en question montre un aperçu géométrique sommaire du mur de soutènement choisi, aux dimensions préliminaires inspirées de référence ont été obtenues à partir des références bibliographiques illustrées dans la figure III.2.

Les calculs de stabilité effectués dans le cadre de ce chapitre sont les suivants:

- Stabilité vis-à-vis du renversement du mur par rapport à son point extrémité du talon.
- Stabilité vis-à-vis du glissement sur la base du mur. C'est-à-dire sur sa fondation.
- Stabilité vis-à-vis de la capacité portante du sol support.

Les calculs sont établis par variation des caractéristiques géométriques du mur et celles géotechniques du terrain en interaction avec le mur.

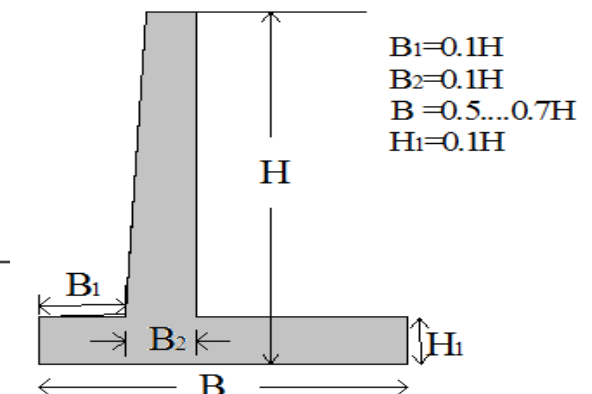
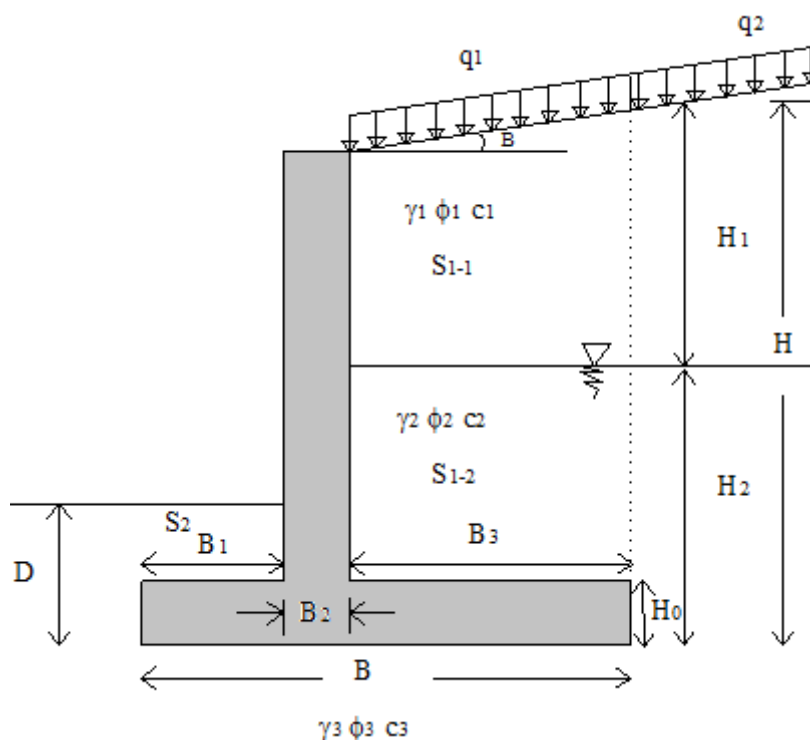


Figure III.2: Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé.

Figure III.1: Forme choisie du mur de soutènement et configuration géotechnique du site.

### III.1.1 Calcul des Forces Généralisées dans les Couches de sol

#### Dans la Couche 1-1

➤ Expression de la contrainte verticale:

$$\sigma_{v1}(z) = \gamma_1 \cdot z$$

➤ Expression de la contrainte horizontale:

$$p_a(z) = k_{a1}(\gamma_1 \cdot z) - 2c_1\sqrt{k_{a1}} \rightarrow \begin{cases} z = 0; & p_{a1} = -2c_1\sqrt{k_{a1}} \\ z = H_1; & p_{a1} = k_{a1}(\gamma_1 \cdot H_1) - 2c_1\sqrt{k_{a1}} \end{cases}$$

➤ profondeur critique:

Elle est obtenue pour  $p_a(z) = 0$ , d'où:  $z_{c1} = k_{a1}(\gamma_1 \cdot z) - 2c_1\sqrt{k_{a1}} = 0$

$$z_{c1} = \frac{2c_1\sqrt{k_{a1}}}{\gamma_1 k_{a1}}$$

- Si  $z_{c1} \geq H_1$

Si la valeur de la profondeur critique  $z_{c1}$  est supérieure ou égale à  $H_1$ , toutes les contraintes  $p_a(z)$  sont négatives. Elles ne seront donc pas prises en considération.

D'où la force  $P_{a1} = 0$  et  $M_{a1} = 0$ .

- Si  $0 \leq z_{c1} < H_1$

➤ Expression de la force de poussée

$$P_{a1} = \frac{1}{2}(H_1 - z_{c1})(k_{a1} \cdot \gamma_1 \cdot H_1 - 2c_1\sqrt{k_{a1}})$$

Avec composante horizontale:  $P_{a1h} = p_{a1} \cdot \cos \beta$  et composante verticale:  $P_{a1v} = p_{a1} \cdot \sin \beta$

➤ Expression du moment

$$M_{a1h} = p_{a1h} \cdot \left( \frac{1}{3}(H_1 - z_{c1}) + H_2 \right)$$

$$M_{a1v} = p_{a1v} \cdot B$$

Le moment de la composante verticale de poussée  $M_{a1v}$  ne sera pas pris en compte dans le calcul du facteur de la sécurité vis à vis du renversement et du glissement. Ceci car la composante verticale de la force est située à la limite du mur fictif considéré. D'une autre part, la négligence de cette composante est en faveur de la stabilité. C'est-à-dire que c'est une situation plus défavorable. Cette même composante est, en revanche, prise en compte dans le calcul du facteur de sécurité relatif à la capacité portante du sol.

#### Dans la Couche 2-2

➤ Expression de la contrainte verticale

$$\sigma_{v2}(z) = \gamma_1 \cdot H_1 \cdot \cos \beta + \gamma'_2(z - H_1)$$

➤ Expression de la contrainte horizontale

$$p_{a2}(z) = k_{a2} \cdot \sigma_{v2}(z) - 2c_2\sqrt{k_{a2}} = k_{a2}[\gamma_1 \cdot H_1 \cos \beta + \gamma'_2(z - H_1)] - 2c_2\sqrt{k_{a2}}$$

$$\begin{cases} z = H_1; & p_{a2} = k_{a2}(\gamma_1 \cdot H_1) \cos \beta - 2c_2\sqrt{k_{a2}} \\ z = H; & p_{a2} = k_{a2}[\gamma_1 \cdot H_1 \cos \beta + \gamma'_2 \cdot H_2] - 2c_2\sqrt{k_{a2}} \end{cases}$$

➤ Profondeur critique

La profondeur critique est obtenue en posant  $p_{a2}(z) = 0$

$$p_{a2}(z) = k_{a2}[\gamma_1 \cdot H_1 \cos \beta + \gamma'_2(z - H_1)] - 2c_2\sqrt{k_{a2}} = 0$$

$$\text{D'où } z_{c2} = \frac{2c_2\sqrt{k_{a2}} + k_{a2}H_1(\gamma'_2 - \gamma_1 \cdot \cos \beta)}{k_{a2} \cdot \gamma'_2}$$

- Si  $z_{c2} > H$ : toutes les contraintes  $p_a(z)$  sont négatives. Elles ne seront donc pas prises en considération, d'où la force  $P_{a2} = 0$  et  $M_{a2} = 0$

- Si  $H_1 < z_{c2} < H$

➤ Expression de la force

$$P_{a2} = \frac{1}{2}(H - Z_{c2})[k_{a2}(\gamma_1 \cdot H_1 \cos \beta + \gamma'_2 \cdot H_2) - 2c_2\sqrt{k_{a2}}]$$

➤ Expression du moment

$$M_{a2} = \frac{1}{3}(H - Z_{c2}) \cdot P_{a2}$$

- Si  $z_{c2} < H_1$

➤ Expression de la force

$$P_{a2} = P_{a21} + P_{a22} \rightarrow \begin{cases} P_{a21} = [k_{a2}\gamma_1 \cdot H_1 \cos \beta - 2c_2\sqrt{k_{a2}}] \cdot H_2 \\ P_{a22} = k_{a2}\gamma'_2 \cdot H_2 \cdot \frac{H_2}{2} \end{cases}$$

➤ Expressions des moments:

$$M_{a2} = M_{a21} + M_{a22} \rightarrow \begin{cases} M_{a21} = P_{a21} \cdot \frac{H_2}{2} \\ M_{a22} = P_{a22} \cdot \frac{H_2}{3} \end{cases}$$

Les masses de sol situées sur le talon et sur le patin du mur de soutènement sont considérées comme poids. D'où:

$$W_{\text{sol}_{1-1}} = W^{\square}_{\text{sol}_{1-1}} + W^{\Delta}_{\text{sol}_{1-1}} \begin{cases} W^{\square}_{\text{sol}_{1-1}} = \gamma_1 \cdot S_{\square} \\ W^{\Delta}_{\text{sol}_{1-1}} = \gamma_1 \cdot S_{\Delta} \end{cases}$$

$$W_{\text{sol}_{1-2}} = \gamma_2 \cdot S_{1-2} \text{ et } W_{\text{sol}_2} = \gamma_3 \cdot S_2$$



➤ Expressions des moments

$$M_{W_{sol1-1}} = M^{\square}_{W_{sol1-1}} + M^{\Delta}_{W_{sol1-1}} \rightarrow \begin{cases} M^{\square}_{W_{sol1-1}} = \gamma_1 \cdot S_{\square} \cdot \frac{B_3}{2} + B_2 + B_1 \\ M^{\Delta}_{W_{sol1-1}} = \gamma_1 \cdot S_{\Delta} \cdot \frac{2B_3}{3} + B_2 + B_1 \end{cases}$$

$$M_{W_{sol1-2}} = \gamma_2 \cdot S_{1-2} \cdot \frac{B_3}{2} + B_2 + B_1$$

$$M_{W_{sol2}} = \gamma_3 \cdot S_2 \cdot \frac{B_1}{2}$$

### III.1.2 Action des Charges Extérieures

#### III.1.2.1 Action de la charge $q_1$

La charge  $q_1$  est considérée comme poids uniformément réparti sur le talon du mur de soutènement.

$$w_{q1} = \frac{q_1 \cdot B_3}{\cos \beta} \quad \text{d'où} \quad M_{q1} = \left( \frac{q_1 \cdot B_3}{\cos \beta} \right) \left( \frac{B_3}{2} + B_2 + B_1 \right)$$

#### III.1.2.2 Action de la charge $q_2$

##### Couche 1-1

- Expression de la contrainte verticale:  $\sigma_{vq2} = \frac{q_2}{\cos \beta}$
- Expression de la contrainte horizontale:  $p_{aq2} = \frac{k_{a1} q_2}{\cos \beta}$
- Expression de la force:  $P_{aq2_{1-1}} = \frac{k_{a1} q_2}{\cos \beta} \cdot H_1$
- Expression du moment:  $M_{q2_{1-1}} = P_{aq2} \cdot \left( \frac{H_1}{2} + H_2 \right)$

##### Couche 1-2

- Expression de la contrainte verticale:  $\sigma_{vq2} = \frac{q_2}{\cos \beta}$
- Expression de la contrainte horizontale:  $p_{q2} = \frac{k_{a2} q_2}{\cos \beta}$
- Expression de la force:  $P_{aq2_{1-2}} = p_{q2} \cdot H_2 = \frac{k_{a2} q_2 H_2}{\cos \beta}$
- Expression du moment:  $M_{q2_{1-2}} = P_{aq2_{1-2}} \cdot \left( \frac{H_2}{2} \right)$

### III.1.3 Poussée de l'Eau

- Expression de la pression verticale :  $U_H = U_V = \gamma_w \cdot H_2$
- Expression de la force horizontale:  $P_U = \frac{1}{2} (\gamma_w \cdot H_2) H_2$
- Expression du moment:  $M_U = \frac{\gamma_w \cdot H_2^3}{6}$

L'eau située sur le talon du mur de soutènement est considéré comme poids, d'où:

$$w_U = \gamma_w \cdot (H_2 - H_0) B_3 \quad \text{et donc} \quad M_{w_U} = w_U \cdot \frac{B_3}{2} + B_2 + B_1$$

### III.1.4 Calcul de la Butée

- Expression de la contrainte verticale:  $\sigma_v(z) = \gamma_3 \cdot z$
- Expression de la contrainte horizontale:

$$p_p = k_p \cdot \gamma_3 \cdot z + 2c_3 \sqrt{k_{p3}} \rightarrow \begin{cases} z = 0; & p_p = 2c_3 \sqrt{k_{p3}} \\ z = D; & p_p = k_p \cdot \gamma_3 \cdot D + 2c_3 \sqrt{k_{p3}} \end{cases}$$

- Expression des forces:  $P_{p1} = (k_p \cdot \gamma_3 \cdot D) \frac{D}{2}$  et  $P_{p2} = (2c_3 \sqrt{k_{p3}}) \cdot D$

- Expression du moment:  $M_p = M_{p1} + M_{p2} \rightarrow \begin{cases} M_{p1} = P_{p1} \cdot \frac{D}{3} \\ M_{p2} = (2c_3 \sqrt{k_p}) \cdot \frac{D^2}{2} \end{cases}$

### III.1.5 Action du Poids du Mur

$$w_{mur} = (w_{fut} + w_{semelle})$$

$$w_{mur} = \gamma_b \cdot (S_{fut} + S_{semelle})$$

$$w_{mur} = \gamma_b \cdot [B_2 \cdot (H - B_3 \cdot \tan \beta) + (H_0 \cdot B)]$$

$$w_{mur} = w_{fut} + w_{semel} \rightarrow \begin{cases} w_{fut} = \gamma_b \cdot S_{fut} = \gamma_b \cdot [B_2 (H - B_3 \cdot \tan \beta)] \\ w_{semel} = \gamma_b \cdot S_{semelle} = \gamma_b (H_0 \cdot B) \end{cases}$$

$$M_{mur} = M_{fut} + M_{semel} \rightarrow \begin{cases} M_{fut} = \gamma_b \cdot [B_2 (H - B_3 \cdot \tan \beta)] \cdot \left[ \frac{B_2}{2} + B_1 \right] \\ M_{semel} = \gamma_b (H_0 \cdot B) \cdot \frac{B_2}{2} \end{cases}$$

### III.1.6 Vérification des Stabilités

Les vérifications des stabilités du mur de soutènement vis-à-vis du renversement, glissement et capacité portante, les équations de vérification de la stabilité mentionnées dans le chapitre II sont utilisées. La projection des expressions sommaires du chapitre II sur le cas de situation analysé dans ce chapitre s'écrit comme suit:

- Stabilité vis-à-vis au renversement

$$F_{SR} = \frac{M_{q1} + M_{mur} + M_{w_{sol1-1}} + M_{w_{sol1-2}} + M_{w_{sol2}} + M_{w.U} + M_p}{M_{q2_{1-1}} + M_{q2_{1-2}} + M_{a1h} + M_{a2} + M_U}$$

- Stabilité vis-à-vis au glissement:  $F_{SG} = \frac{\sum V \times \tan k_1 \varphi'_3 + B k_2 c'_3 + P_P}{\sum P_{ah}}$

Avec:

$$\sum V = w_{q1} + w_{mur} + w_{sol1-1} + w_{sol1-2} + w_{sol2} + w_U$$

$$\text{et } \sum P_{ah} = P_{aq2_{1-1}} + P_{aq2_{1-2}} + P_{a1h} + P_{a2} + P_U$$

Stabilité vis-à-vis de la capacité portante:  $F_{SP} = \frac{q_u}{q_{max}}$

Où  $q_u = C'_3 N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} \times \sigma'_{v0} N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} \times \frac{1}{2} \gamma_3 B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$  et  $q_{\min} = \frac{\sum F_V}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$

L'excentricité (e) est le rapport du moment résultant sur la somme des forces verticales:

$$e = \frac{M_{résultant}}{\sum F_V}$$

Le calcul du moment résultant relativement à la capacité portante du sol considère le centre de rotation au milieu de la semelle de fondation. Son expression est:

$$M_R = \left[ M_{q1} + M_{w_{sol1-1}} + M_{w_{sol1-2}} + M_{w_U} + M_{a1v} + M_p \right] + \left[ -M_{q2_{1-1}} - M_{q2_{1-2}} - M_{w_{sol2}} - M_{a1h} - M_{a2} - M_{mur} - M_U \right]$$









## III.2 PRESENTATION DES RESULTATS

### III.2.1 Influence des Paramètres Géométriques sur les Stabilités

#### III.2.1.1 Influence de la Hauteur du Mur sur sa Stabilité

La figure III.3 présente, graphiquement, les résultats de calcul des facteurs de sécurité du mur de soutènement vis-à-vis des trois stabilités analysées. Dans cette première série de résultats, l'influence de la hauteur du mur est mise en relief. Les courbes montrées dans la figure III.1 sont obtenues en joignant les points représentant les calculs effectués. Autrement dit, chaque courbe est l'ensemble de plusieurs points dont chacun est un calcul complet de stabilité prenant en compte les expressions énoncées plus haut. La hauteur du mur est faite varier entre 6m et 20m, ce qui couvre la grande majorité des cas pratiques.

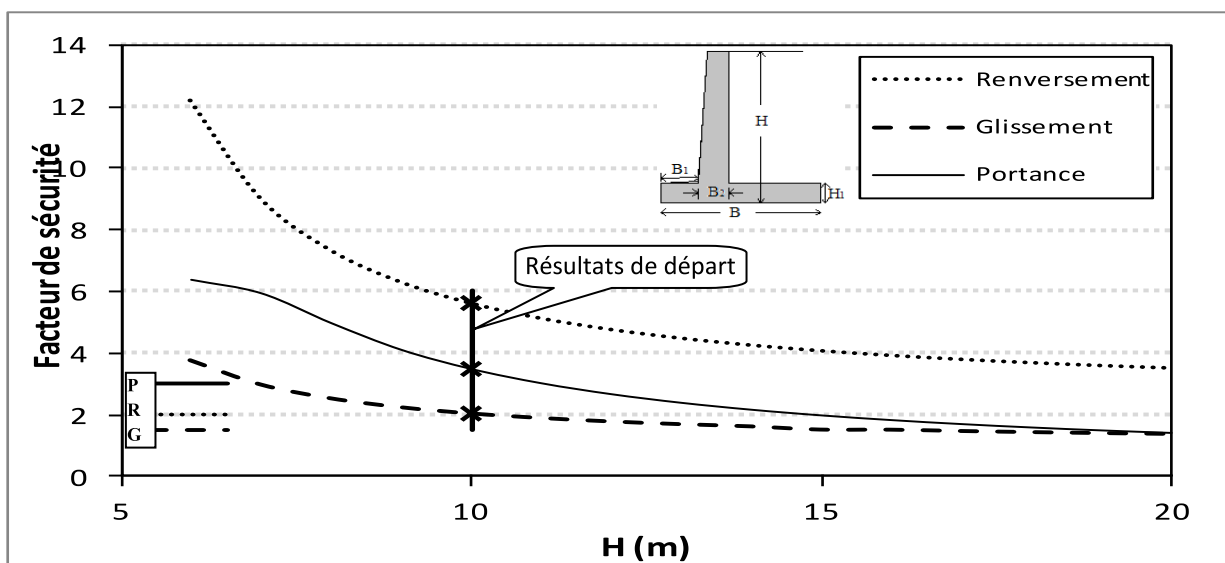


Figure III.3: Influence de la hauteur du mur sur les stabilités de celui-ci.

Les valeurs des facteurs de sécurité préconisés dans les règles de l'art sont respectivement:

- 2 pour le renversement,
- 1.5 pour le glissement, et
- 3 pour la capacité portante du sol. Cette dernière est, parfois, nommée portance par simplification.

Ces valeurs des facteurs de sécurité sont mentionnées sur la figure III.3 par des tirets (sur la gauche) de sorte à situer les résultats obtenus par rapport à eux. Les paramètres géotechniques du sol, prises en considération comme éléments de départ, sont:  $\gamma=19\text{kN/m}^3$ ,  $\phi=30^\circ$  et  $C=14\text{kPa}$  pour les deux couches de sol. Les résultats des calculs obtenus, en considérant ces données, sont mentionnés sur la même figure III.3 (indiqués en bulle). Les résultats obtenus à l'issue de la variation de la hauteur  $H$  sont tantôt supérieurs, tantôt inférieurs, à ceux de la situation 'départ'. Cette dernière est arbitrairement choisie pour une hauteur du mur de 10m. Dans la section (III.2.2 Influence des Paramètres Géométriques Sur Les Stabilités), les valeurs des paramètres géotechniques seront faits varier afin d'en observer les effets.

#### ➤ Description

Les trois courbes montrées en figure III.3 sont dotées de presque la même allure, avec directions asymptotique horizontales lorsque la hauteur du mur augmente. En effet, les facteurs de sécurité



diminuent tous pour ne plus devenir variable au-delà d'une hauteur  $H$  proche de 15m. Vers les plus petites valeurs de la hauteur du mur, les courbes représentatives des facteurs de sécurité tendent à s'orienter vers la verticale sauf pour le cas de la courbe représentant la portance du sol.

Les variations sont un peu distinctes entre les trois courbes. Alors que celle relative au renversement décroît rapidement, celle du glissement est moins sensible à la variation de la hauteur du mur. En outre, les courbes relatives au renversement et à la portance du sol sont presque parallèles à partir de  $H=12m$ .

La courbe relative au renversement est toujours situé au-dessus des deux autres courbes, ce qui veut dire que la rupture du mur, si elle parvient, est moins probable en termes de renversement que de portance du sol que, enfin, glissement. Au-delà de 20m, les facteurs de sécurité vis-à-vis de la capacité portante du sol tendent à devenir plus petits que ceux relatifs au glissement.

### ➤ Interprétation

Les facteurs de sécurité, calculés et affichés dans la figure III.3, sont en fonction de plusieurs paramètres et mécanismes qui peuvent varier de façon plus ou moins active. L'effet de chaque force (généralisée) n'est pas observable, mais la résultante si.

Les résultats du facteur de sécurité relatif au renversement, par exemple, sont dus principalement à l'équilibre entre la poussée des terres et le poids du mur y compris la surcharge en terre considérée à l'amont. En ce qui est de la poussée des terres, le moment qui les représente augmente, bien sûr, avec la hauteur du mur. Ceci car plus le mur est grand, proportionnellement pour toutes les dimensions, plus la force de poussée devient appréciable, ainsi que le bras de levier. Lorsque la hauteur du mur est relativement petite, une bonne part de la poussée est trouvée mathématiquement négative. C'est-à-dire physiquement nulle. Le moment de renversement, dû au poids du mur et des 'remblais' est, par contre, toujours positif. La combinaison de ces deux effet explique, dans une large mesure, le gain en facteur de sécurité lorsque la hauteur diminue et vice versa.

Pour le cas de la capacité portante du sol, lorsque la hauteur du mur augmente, le chargement du sol augmente. Il semble que les contraintes dues au poids du mur augmentent plus rapidement que la contrainte de portance du sol. Cette dernière est proportionnelle à la largeur  $B$  qui varie deux fois moins rapidement que la hauteur ( $B=0.5H$ ). Mathématiquement parlant, les fonctions  $\sigma_{sol}(H=2B)$  et  $\sigma_{max}(H)$  sont à comparer. La première devrait diminuer moins rapidement que la seconde lorsque  $H$  augmente.

Pour le cas de la courbe de glissement, la faible sensibilité du facteur de sécurité à la variation de la hauteur du mur peut être expliquée par le fait que la résistance au glissement doit augmenter lors que  $H$  augmente. La résistance est améliorée par augmentation de la contrainte verticale appliquée par les terres remblais sur la base du mur, et aussi de l'augmentation de cette surface même. Les composantes horizontales des forces de poussées augmentent, elles aussi, avec la hauteur mais restent toujours liées au fait qu'elles ne sont pas comptabilisée avant la profondeur critique.

Dans la section qui suit, seront fait varier les paramètres dimensionnels du mur de soutènement ( $B_1$ ,  $B_2$  et  $H_1$ ). Pour chaque variation de paramètre, les facteurs de sécurité sont calculés pour fin d'en observer l'influence. Les présentations, descriptions et interprétations des résultats seront rédigées dans les limites des connaissances acquises.

III.2.1.2 Influence du Rapport  $\frac{B_1}{H}$  sur la Stabilité du Mur

a- Stabilité vis-à-vis du renversement

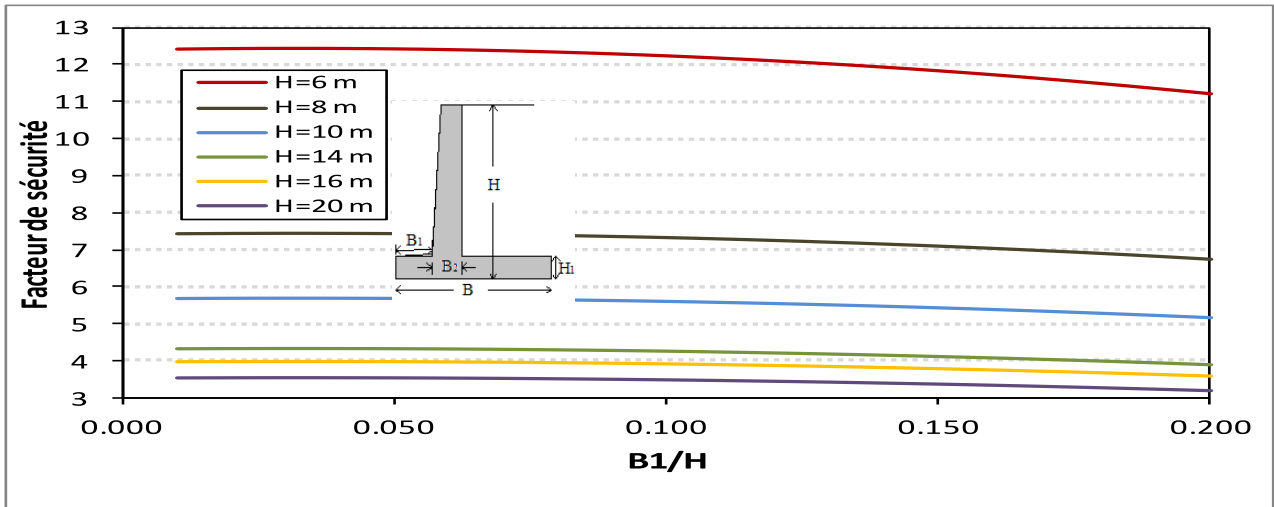


Figure III.4: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement ( $B=0.5H$ ).

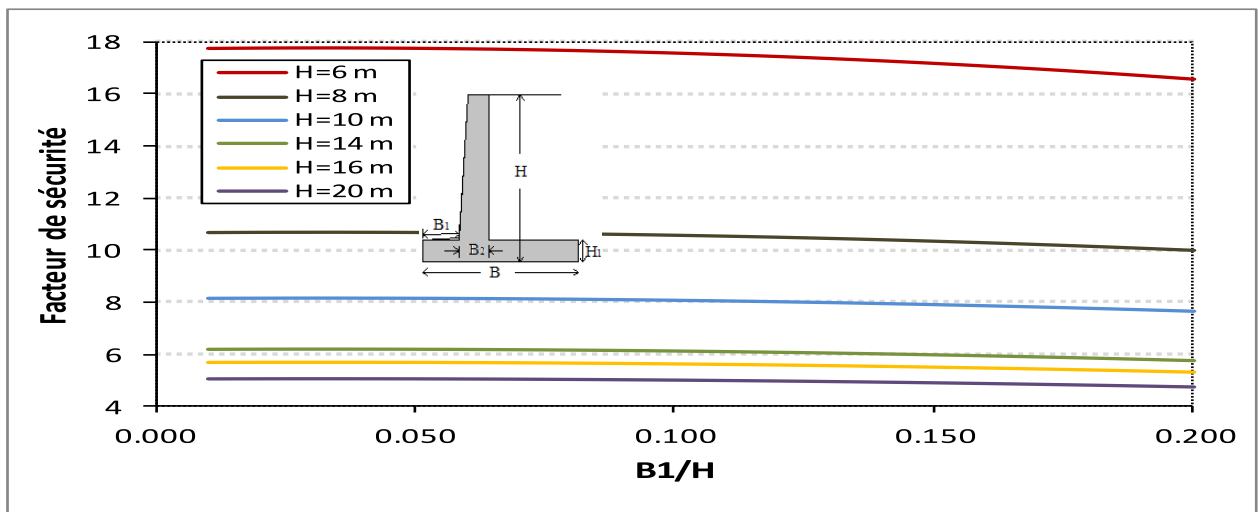


Figure III.5: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement ( $B=0.6H$ ).

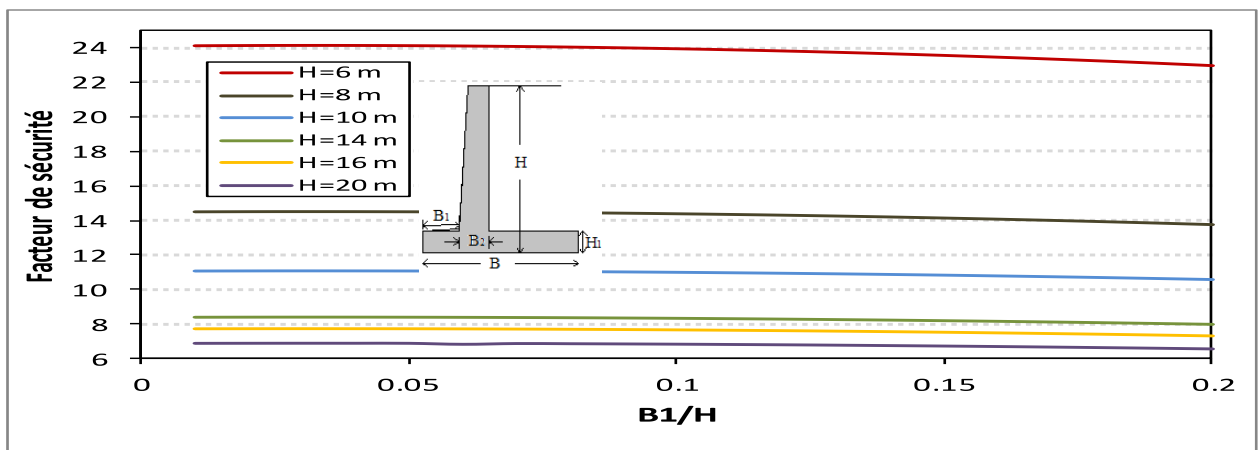


Figure III.6: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement ( $B=0.7H$ ).

Les courbes III.4 à III.6 montrent la variation du facteur de sécurité relatif au renversement en fonction du rapport  $B_1/H$  et de la hauteur du mur de soutènement. Toutes les autres dimensions (dépendantes de  $H$ ) sont maintenues à leurs valeurs respectives comme indiquées sur la figure III.2.

### ➤ Présentation

Dans les figures III.4 à III.6, le même ordre des tracés des courbes est reproduit dans la légende. La courbe supérieure correspond à  $H=6\text{m}$ , celle du bas à  $H=20\text{m}$ . Le rapport  $B_1/H$  est fait varier depuis la valeur 0.01 jusqu'à 0.2, ce qui englobe la majorité écrasante des cas réels des murs de soutènement existants ou en projet. Cette variation du rapport  $B_1/H$  abouti à des résultats du facteur de sécurité ne débordant pas de plus de 20% par rapport aux valeurs de départ.

### ➤ Description

La figure III.4 montre des courbes d'une même allure de variation du facteur de sécurité vis-à-vis du renversement ( $FS_R$ ). Les variations sont constatées faibles, c'est-à-dire une faible sensibilité du facteur de sécurité aux variations  $B_1/H$ . Ces variations sont d'autant plus faibles que la hauteur  $H$  du mur est grande. De même que les valeurs du coefficient de sécurité sont plus grandes pour le cas des murs de faible hauteur comparativement à ceux de grande hauteur. La valeur 3 peut être considérée comme limite asymptotique de variation de  $FS_R$ .

### ➤ Interprétation

Une première interprétation des résultats obtenus peut attribuer la réduction du coefficient de sécurité au fait que lorsque  $B_1/H$  augmente,  $B_3/H$  diminue. Ceci veut dire une réduction du poids des terres pouvant surmonter le talon  $B_3$ . Plus le poids des terres est diminué, plus la stabilité vis-à-vis du renversement diminue, ce qui explique bien les variations constatées sur la figure III.4.

Par ailleurs, en comparant les courbes des figures III.4, III.5 et III.6 respectivement pour chaque valeur de  $H$  et de  $B_1/H$ , les mêmes descriptions peuvent être déclarées. Cependant les valeurs du facteur de sécurité sont plus grandes sur le système d'axes pour lequel  $B=0.7H$  comparativement à celles relatives à  $B=0.6H$ , puis encore à celles relatives à  $B=0.5H$ .

Pour les mêmes plages de variation de  $H$  et de  $B_1/H$ , les valeurs du facteur de sécurité relatives à  $B=0.5H$  varient de 3,20 à 12,39. Celles relatives à  $B=0.6H$  varient de 4,749 à 17,78. Enfin, celles relatives à  $B=0.7H$  varient de 6,56 à 24,14. Ceci démontre que plus  $B/H$  augmente, plus la stabilité vis-à-vis du renversement est renforcée. Cette tendance peut être expliquée par le fait que lorsque  $B/H$  augmente, le mur tend à avoir une forme peu élancée. C'est-à-dire une forme de plus grande rigidité structurelle vis-à-vis du renversement.

En outre, lorsque le rapport  $B/H$  augmente, le volume des terres stabilisatrices sur le talon prend une forme plus large ( $B_3$ ) et moins élancée. Ceci est une autre contribution à la stabilité vis-à-vis du renversement du fait de l'augmentation du bras de levier.

## **b-Stabilité vis-à-vis du glissement**

### ➤ Présentation

De même que les courbes III.4 à III.6, celles numérotées de III.7 à III.9 montrent la variation du facteur de sécurité relatif au glissement en fonction du rapport  $B_1/H$  et de la hauteur du mur de soutènement. Toutes les autres dimensions (dépendantes de  $H$ ) sont maintenues à leurs valeurs respectives comme indiquées sur la figure III.2.

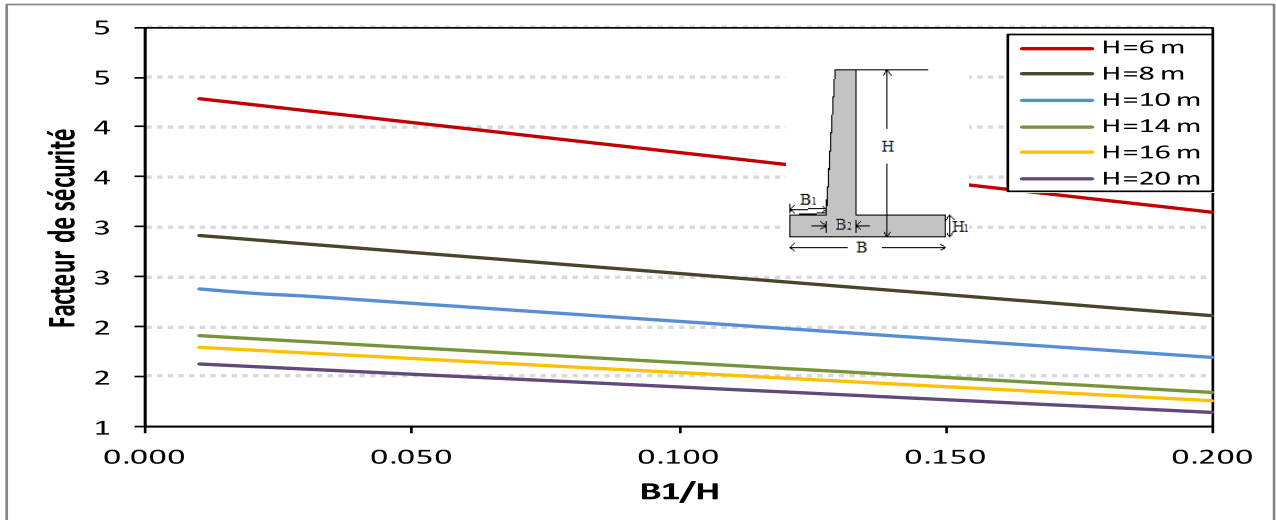


Figure III.7: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement ( $B=0.5H$ ).

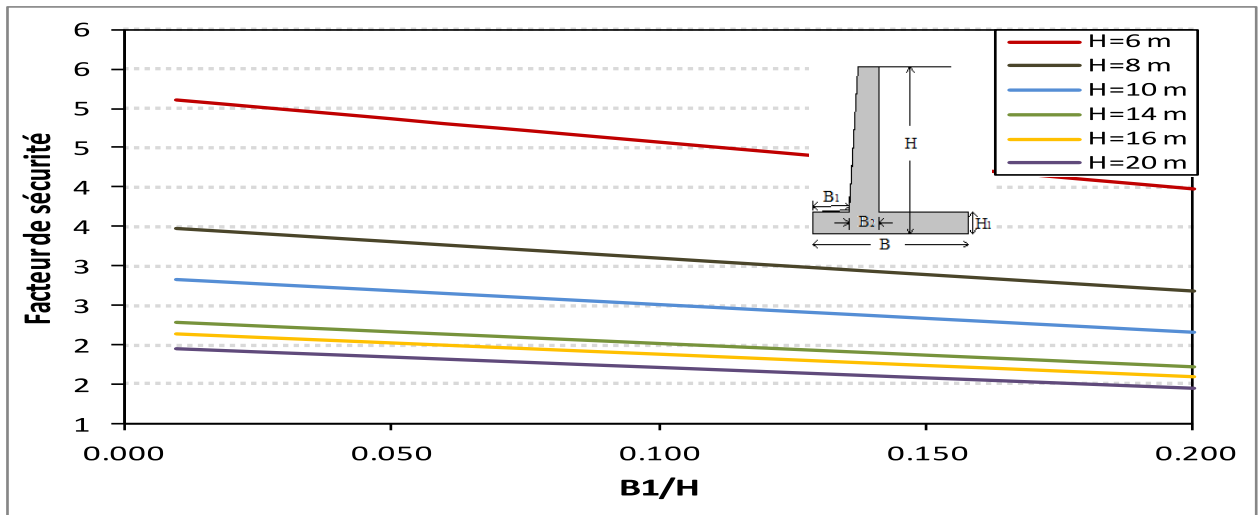


Figure III.8: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement ( $B=0.6H$ ).

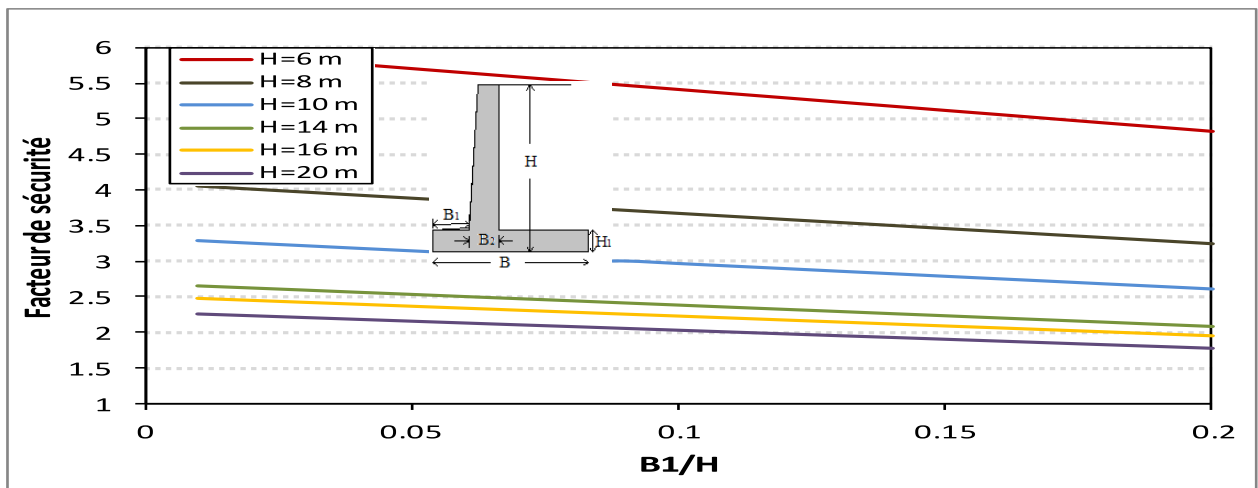


Figure III.9: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement ( $B=0.7H$ ).

De façon semblable, les figures III.7 à III.9 montrent des tracés de courbes dans le même ordre que celui indiqué dans la légende. La courbe supérieure correspond à  $H=6\text{m}$ , celle du bas à  $H=20\text{m}$ . Le rapport  $B_1/H$  est fait varier depuis la valeur 0.01 jusqu'à 0.2, ce qui englobe la grande majorité des cas réels des murs de soutènement existants ou en projet. Cette variation du rapport  $B_1/H$  abouti à des résultats du facteur de sécurité variant de 1,14 à 6, ce qui constitue un éventail largement suffisant.

#### ➤ Description

La figure III.7 montre des courbes d'une même allure de variation du facteur de sécurité vis-à-vis du glissement ( $FS_G$ ). Les variations sont constatées faibles, c'est-à-dire une faible sensibilité du facteur de sécurité aux variations  $B_1/H$ . Ces variations sont d'autant plus faibles que la hauteur  $H$  du mur est grande. De même que les valeurs du coefficient de sécurité sont plus grandes pour le cas des murs de faible hauteur comparativement à ceux de grande hauteur. La valeur 1,14 peut être considérée comme limite asymptotique de variation de  $FS_G$ . Dans cette famille de courbes, la valeur seuil du coefficient de sécurité indiquée dans les règles de l'art ( $FS_G \geq 1.5$ ) est satisfaite pour tous les murs à hauteur inférieure à 10m, et dans la plupart des cas, des murs dépassant cette hauteur.

#### ➤ Interprétation

L'interprétation des résultats obtenus dans cette seconde famille de résultats est similaire à celle énoncée pour le renversement. Lorsque  $B_1/H$  augmente,  $B_3/H$  diminue ( $B_2$  étant gardé constant égal à  $0.1H$ ). Ceci veut dire une réduction du poids des terres pouvant surmonter le talon  $B_3$ . La baisse de ce poids diminue la résistance au glissement entre la semelle et le sol support. La résistance au cisaillement (ou glissement) est reconnue proportionnelle à la contrainte normale appliquée sur le plan de glissement. Donc, plus le poids des terres est diminué, plus la stabilité vis-à-vis du glissement diminue. C'est le cas des figures III.7 à III.9.

Par ailleurs, en comparant les courbes des figures III.7, III.8 et III.9 respectivement pour chaque valeur de  $H$  et de  $B_1/H$ , les mêmes descriptions peuvent être déclarées. Cependant les valeurs du facteur de sécurité sont plus grandes sur le système d'axes pour lequel  $B=0.7H$  comparativement à celles relatives à  $B=0.6H$ , puis encore à celles relatives à  $B=0.5H$ .

Pour les mêmes plages de variation de  $H$  et de  $B_1/H$ , les valeurs du facteur de sécurité relatives à  $B=0.5H$  varient de 1,14 à 4,28. Celles relatives à  $B=0.6H$  varient de 1,46 à 5,12. Enfin, celles relatives à  $B=0.7H$  varient de 1,77 à 5,95. Ceci démontre que plus  $B/H$  augmente, plus la stabilité vis-à-vis du renversement est renforcée. Cette tendance peut être expliquée par le fait que lorsque  $B/H$  augmente, la surface de base devient aussi grande que de pouvoir résister au glissement.

### c- Stabilité vis-à-vis de la capacité portante du sol

#### ➤ Présentation

Enfin, une troisième série de résultats relative à la stabilité vis-à-vis de la portance du sol support; autrement dit, le sol de fondation. Les figures III.10 à III.12 montrent la variation du facteur de sécurité relatif à la portance du sol en fonction du rapport  $B_1/H$  et de la hauteur  $H$  du mur de soutènement. Toutes les autres dimensions (dépendantes de  $H$ ) sont maintenues à leurs valeurs respectives comme indiquées sur la figure III.2.

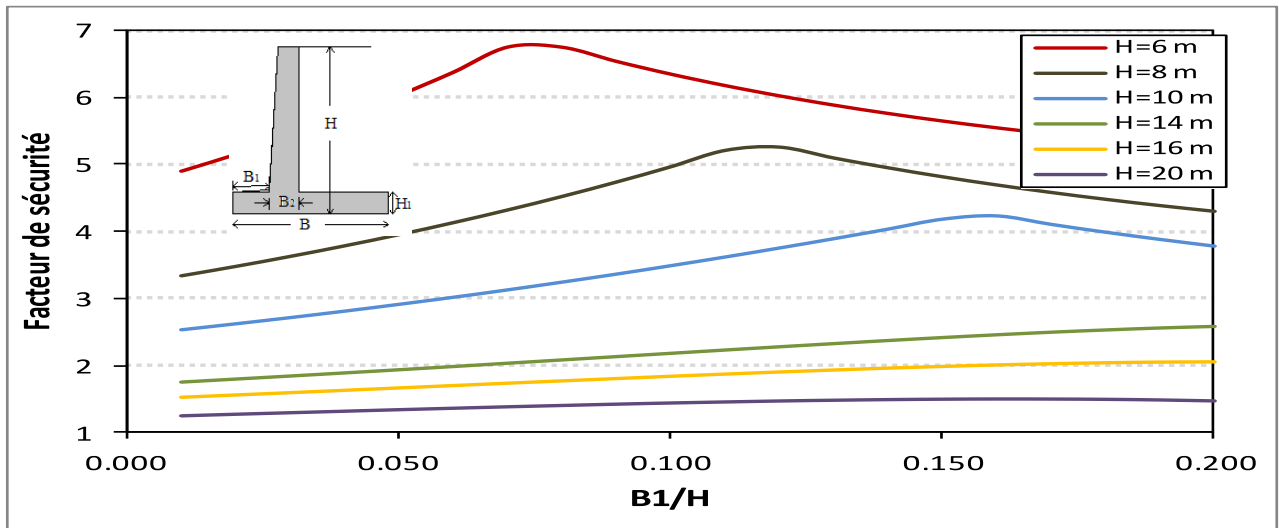


Figure III.10: Variation du facteur de sécurité relatif à la portance du sol ( $B=0.5H$ ).

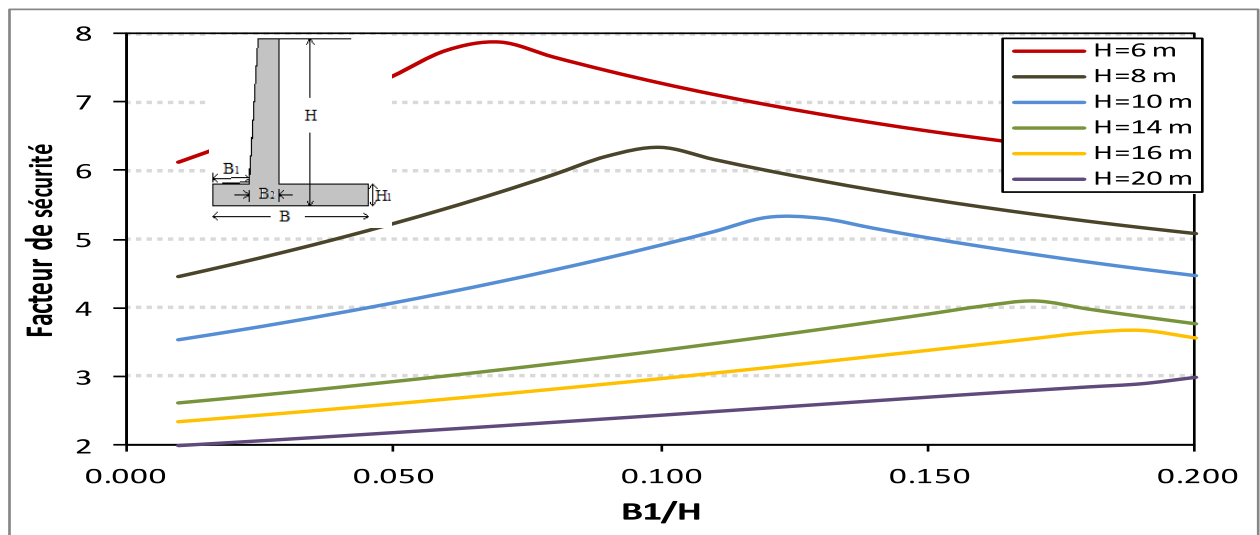


Figure III.11: Variation du facteur de sécurité relatif à portance du sol ( $B=0.6H$ ).

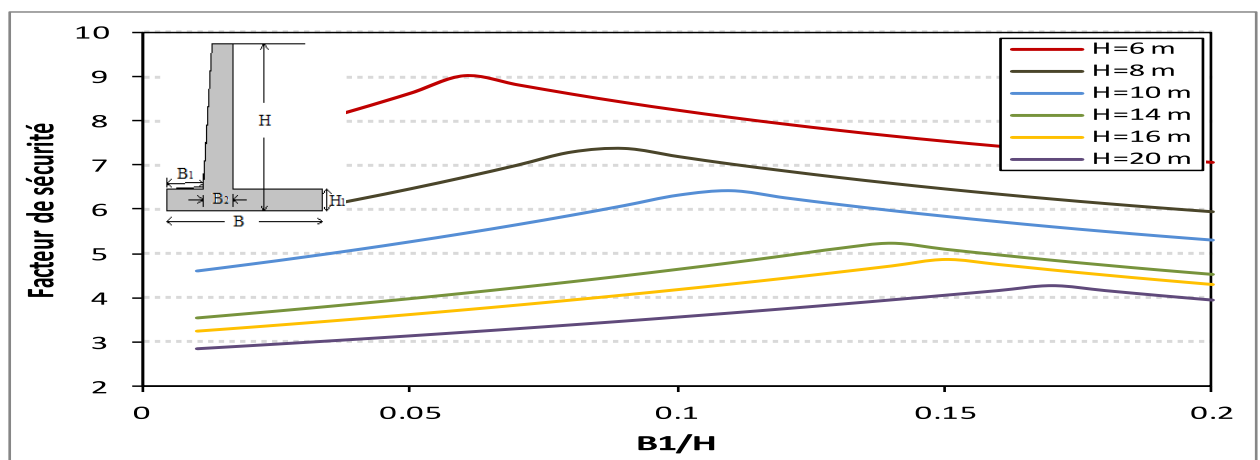


Figure III.12: Variation du facteur de sécurité relatif à la portance du sol ( $B=0.7H$ ).



De même que les séries précédentes, les figures III.10 à III.12 montrent des tracés de courbes dans le même ordre que celui indiqué dans la légende. La courbe supérieure correspond à  $H=6\text{m}$ , celle du bas à  $H=20\text{m}$ . Le rapport  $B_1/H$  est fait varier depuis la valeur 0.01 jusqu'à 0.2, ce qui englobe la grande majorité des cas réels des murs de soutènement existants ou en projet. Cette variation du rapport  $B_1/H$  aboutit à des résultats du facteur de sécurité variant de 1 à 9, ce qui constitue un éventail couvrant largement les cas de situation possibles.

#### ➤ Description

La figure III.10 (de même que la N° III.11 et III.12) montre des courbes, de variation du facteur de sécurité vis-à-vis de la portance du sol ( $FS_p$ ), à allures assez distinctives par rapport aux séries précédentes. Celles-ci se présentent sous forme de dômes à maximum accentué à mesure que  $H$  diminue. Les maxima sont déplacés vers les petites valeurs de  $B_1/H$  chaque fois que  $H$  diminue. La valeur seuil du coefficient de sécurité indiquée dans les règles de l'art ( $FS_p \geq 3$ ) est moyennement satisfaite pour l'ensemble des résultats obtenus, mais plus probable pour le cas de petits murs de soutènement.

#### ➤ Interprétation

Pour le cas de la capacité portante, les dômes indiquent une augmentation de la capacité portante du sol, puis une réduction. Une interprétation de cette variation peut être la suivante: La variation du rapport  $B_1/H$ , avec maintien des rapports des autres dimensions (dépendantes de  $H$ ) constants, revient à faire déplacer le fut du mur parallèlement à la semelle de la fondation. Autrement dit, la longueur du talon est plus ou moins augmentée, en synchronisation avec la longueur de patin. De ce fait, la distribution des contraintes de chargement du sol sur ce dernier est, plus ou moins, uniforme et intense. La capacité portante du sol est maximum lorsque le fut du mur est centré sur la semelle. Elle commence à diminuer à mesure de l'excentricité des charges appliquées sur la semelle. Le facteur de sécurité en est de même du moment que ce n'est que le rapport de cette contrainte de portance sur celle du chargement.

#### ➤ Comparaison entre $B=0.5H$ , $B=0.6H$ et $B=0.7H$ :

La comparaison des résultats des figures III.10 à III.12 montre que la stabilité vis-à-vis de la portance du sol augmente avec la largeur de la base de fondation. Ceci était prévisible de par l'expression même et le mécanisme de la portance du sol.

Pour les mêmes plages de variation de  $H$  et de  $B_1/H$ , les valeurs du facteur de sécurité relatives à  $B=0.5H$  varient de 1,25 à 6,76. Celles relatives à  $B=0.6H$  varient de 2 à 7,88. Enfin, celles relatives à  $B=0.7H$  varient de 2,84 à 9,03. Les variations sont, donc, d'autant plus larges que  $B/H$  augmente. De mêmes que les minima et maxima augmentent, à différence que les derniers augmentent plus rapidement que les premiers. La largeur de la semelle de fondation est, donc, un paramètre clef relativement à la stabilité en termes de portance du sol. Le mur de soutènement doit être conçu, entre autres, à fut centré sur la fondation.

### III.2.1.3 Influence du rapport $\frac{B_2}{H}$ sur la Stabilité du Mur

#### a- Stabilité vis-à-vis du renversement

##### ➤ Présentation

Par homothétie au rapport  $B_1/H$ , les figures III.13 à III.15 montrent la variation du facteur de sécurité relatif au renversement en fonction de  $B_2/H$  et de la hauteur ( $H$ ) du mur de soutènement.

Toutes les autres dimensions (dépendantes de H) sont maintenues à leurs valeurs respectives comme indiquées sur la figure III.2.

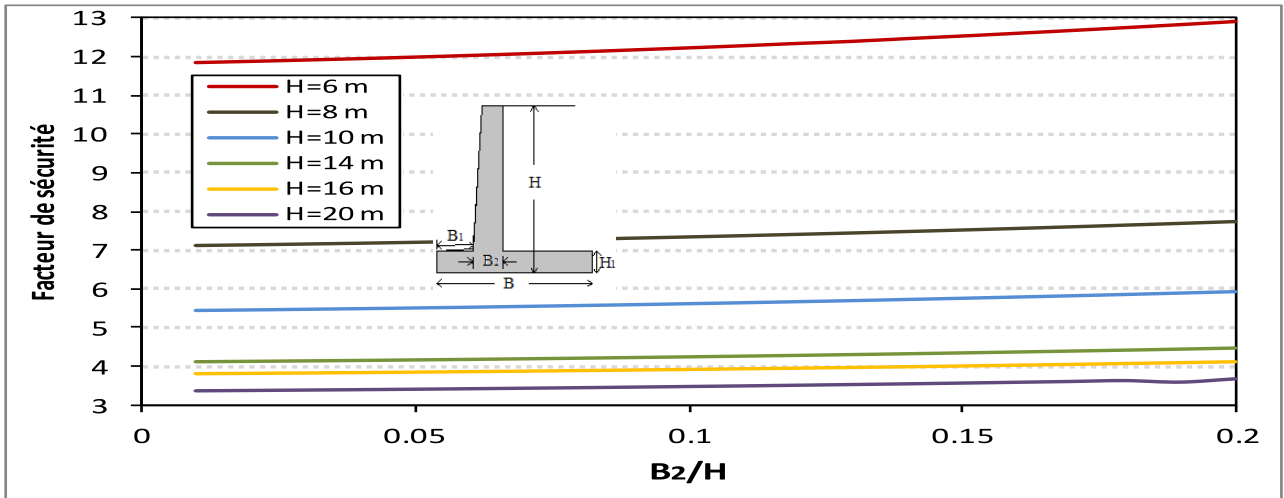


Figure III.13: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement ( $B=0.5H$ ).

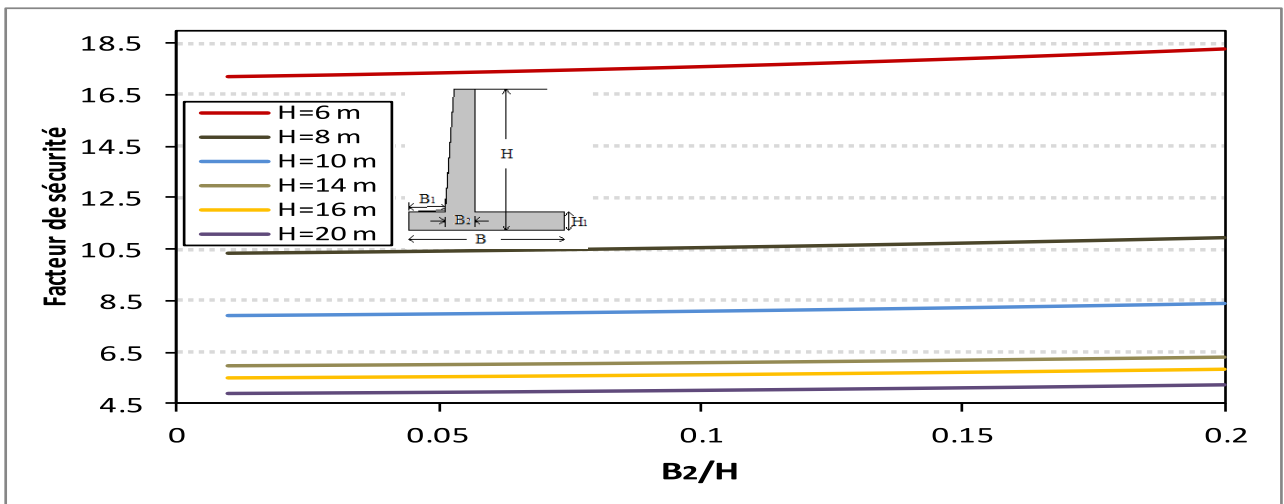


Figure III.14: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement ( $B=0.6H$ ).

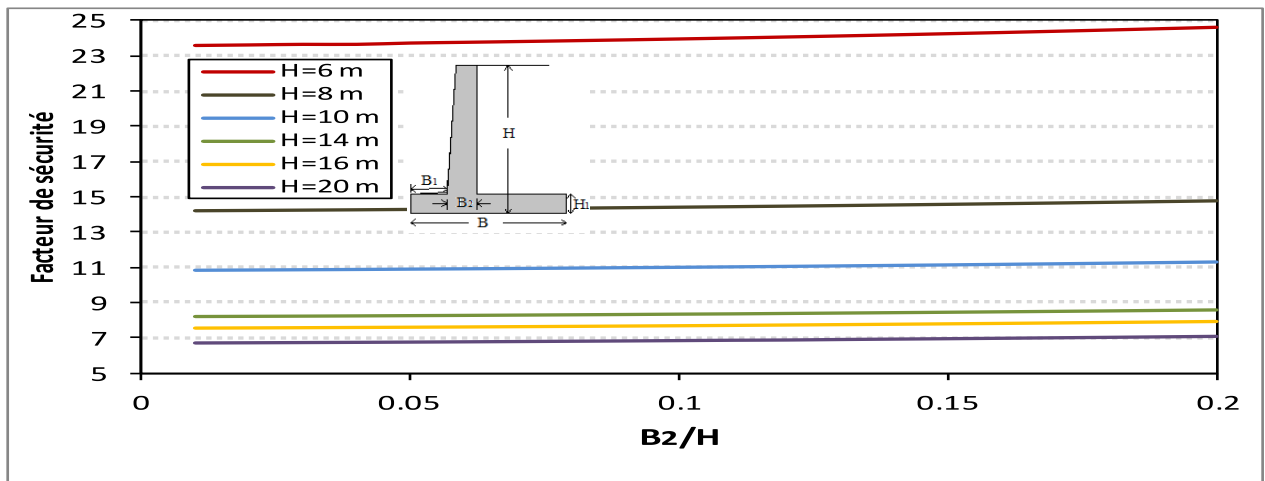


Figure III.15: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement ( $B=0.7H$ ).



Dans les figures III.13 à III.15, le même ordre des tracés des courbes est reproduit dans la légende. La courbe supérieure correspond à  $H=6\text{m}$ , celle du bas à  $H=20\text{m}$ . Le rapport  $B_2/H$  est fait varier depuis la valeur 0.01 jusqu'à 0.2, ce qui englobe la majorité écrasante des cas réels des murs de soutènement existants ou en projet. Cette variation du rapport  $B_2/H$  abouti à des résultats du facteur de sécurité compris entre 3,38 et 12,89. La sécurité est, donc, vérifiée pour tous les cas considérés.

#### ➤ Description

La figure III.13 (de même que la III.14 et III.15) montre des courbes d'une même allure de variation du facteur de sécurité vis-à-vis du renversement ( $FS_R$ ). Les variations sont constatées faibles, c'est-à-dire une faible sensibilité du facteur de sécurité aux variations  $B_2/H$ . Ces variations sont d'autant plus faibles que la hauteur  $H$  du mur est grande. Au-delà de  $H=8\text{m}$ , les valeurs du facteur de sécurité sont quasi-constantes lorsque  $B_2/H$  varie.

#### ➤ Interprétation

La stationnarité des valeurs de  $FS_R$  lorsque  $B_2/H$  varie est justifiée par le fait que la variation de  $B_2$  par rapport à  $H$  n'est autre qu'un déplacement infime du centre de gravité du mur vers la droite ou vers la gauche. Ceci fait varier, mais de façon très faible, le bras de levier (et par conséquent le moment de renversement) du mur de soutènement.

D'une autre part, l'augmentation de  $B_2$  par rapport à  $H$ , induit un gain en poids du mur (précisément du fut), la réciproque étant vraie. Ce gain est compensé par une perte en poids des terres remblayant le talon. C'est seulement la différence entre gain et perte qui fait varier le coefficient de sécurité.

Par ailleurs, en comparant les courbes des figures III.13, III.14 et III.15 respectivement pour chaque valeur de  $H$  et de  $B_1/H$ , les mêmes descriptions peuvent être déclarées. Cependant les valeurs du facteur de sécurité sont plus grandes sur le plan  $B=0.7H$  (de 6,74 à 24,63) comparativement à celles relatives au plan  $B=0.6H$  (de 4,92 à 18,27), puis encore à celles relatives au plan  $B=0.5H$  (de 3,38 à 12,89). Ce sont toutes des valeurs supérieures à celles préconisées dans les règles de conception. La sensibilité du mur, vis-à-vis du renversement, au rapport  $B/H$  est commentée dans la section III.2.1.2: Influence du rapport  $\frac{B_1}{H}$  sur la stabilité du mur vis-à-vis du renversement.

### b- Stabilité vis-à-vis au du glissement

#### ➤ Présentation

Les figures numérotées III.16 à III.18 montrent la variation du facteur de sécurité relatif au glissement en fonction du rapport  $B_2/H$  et de la hauteur du mur de soutènement. Toutes les autres dimensions (dépendantes de  $H$ ) sont maintenues à leurs valeurs respectives comme indiquées sur la figure III.2.

Les figures en question (III.16 à III.18) montrent des tracés de courbes dans le même ordre que celui indiqué dans la légende. La courbe supérieure correspond à  $H=6\text{m}$ , celle inférieure à  $H=20\text{m}$ . Le rapport  $B_2/H$  est fait varier depuis la valeur 0.01 jusqu'à 0.2, ce qui englobe la grande majorité des cas réels des murs de soutènement existants ou en projet. Cette variation du rapport  $B_2/H$  abouti à des résultats du facteur de sécurité variant de 1,48 à 3,94, ce qui constitue un éventail largement suffisant.

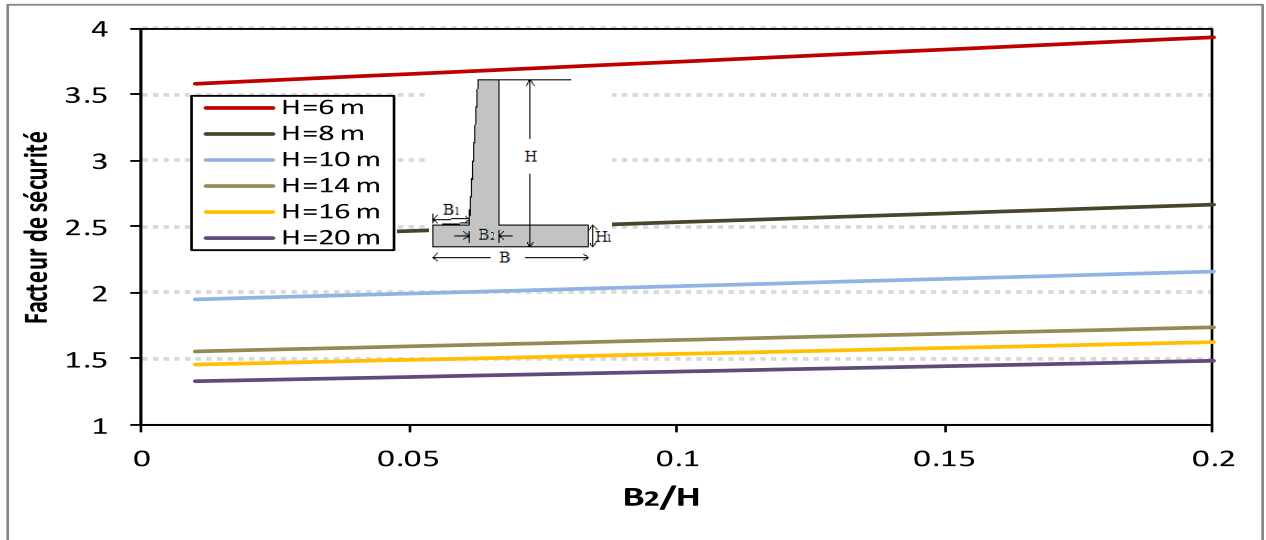


Figure III.16: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement ( $B=0.5H$ ).

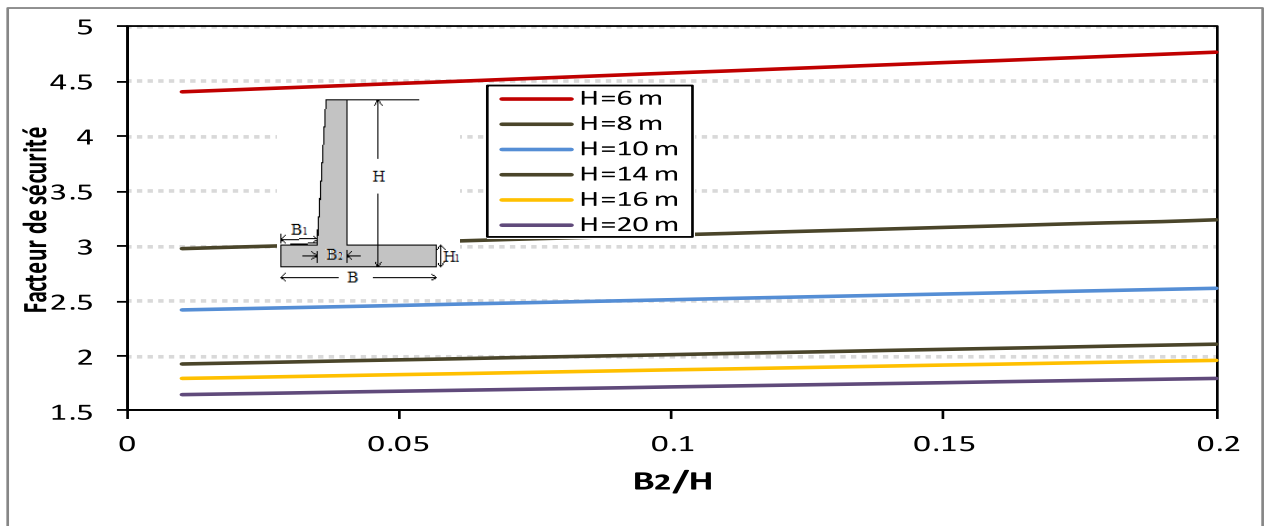


Figure III.17: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement ( $B=0.6H$ ).

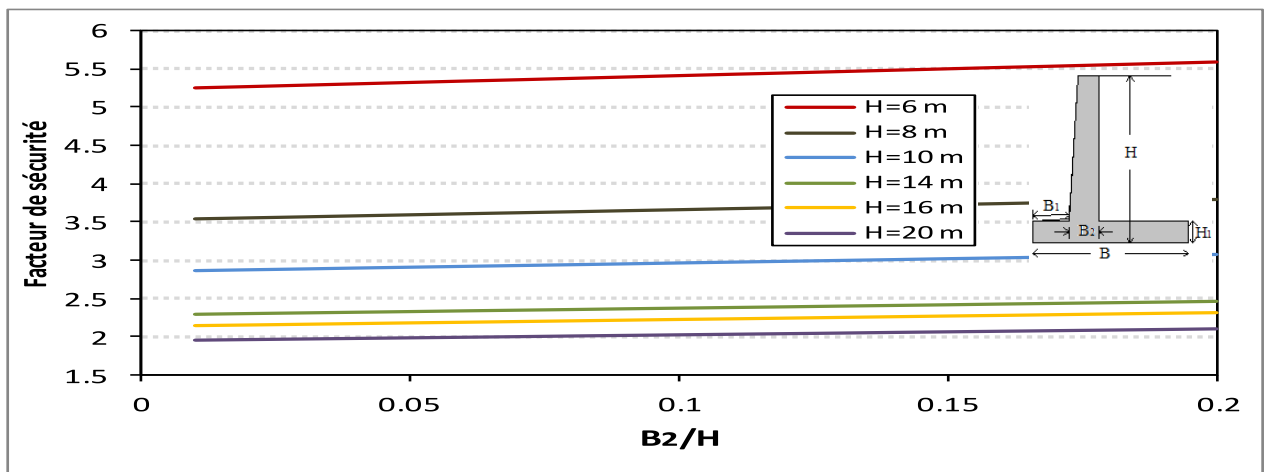


Figure III.18: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement ( $B=0.7H$ ).

### ➤ Description

Les courbes des figures III.16 à III.18 montrent une même allure, avec très faible variation des valeurs de  $FS_G$  en fonction de  $B_2/H$ . Cette variation diminue au fur et à mesure que  $H$  augmente. Pour les hauteurs du mur inférieures à 14 m, la sécurité vis-à-vis du glissement est vérifiée du moment que  $FS_G$  dépasse la valeur 1.5 préconisée dans les règles de l'art.

### ➤ Interprétation

La légère hausse de  $FS_G$  avec le rapport  $B_2/H$  peut s'expliquer par le fait que lorsque  $B_2/H$  augmente (ce qui revient à augmenter  $B_2$  tout en gardant  $H$  constant), le fut du mur prend place par rapport au sol (et eau) se trouvant sur le talon. Or la différence des poids volumiques entre béton et sol ( $25\text{kN/m}^3$  comparativement à  $19\text{kN/m}^3$ ) induit une légère augmentation des forces résistantes au glissement. Ces dernières sont, évidemment, étroitement liées aux forces verticales.

La comparaison des courbes des figures III.16, III.17 et III.18 respectivement pour chaque valeur de  $H$  et de  $B_2/H$  fait ressortir les mêmes descriptions et interprétations que celles pour  $B_1/H$ . Les valeurs du facteur de sécurité augmentent à mesure que la largeur de la fondation augmente. Ces dernières sont bornées entre 1,33 et 3,94 lorsque  $B=0.5H$ , entre 1,64 et 4,77 lorsque  $B=0.6H$  et entre 1,96 et 5,6 lorsque  $B=0.7H$ .

## c- Stabilité vis-à-vis de la capacité portante du sol

### ➤ Présentation

Une troisième série de résultats, relative à la stabilité vis-à-vis de la portance du sol support, est présentée sur les figures III.19 à III.21. Les figures III.19 à III.21 montrent la variation du facteur de sécurité relatif à la portance du sol en fonction du rapport  $B_2/H$  et de la hauteur  $H$  du mur de soutènement. Toutes les autres dimensions (dépendantes de  $H$ ) sont maintenues à leurs valeurs respectives comme indiquées sur la figure III.2.

De même que les séries précédentes, les figures III.19 à III.21 montrent des tracés de courbes dans le même ordre que celui indiqué dans la légende. La courbe supérieure correspond à  $H=6\text{m}$ , celle du bas à  $H=20\text{m}$ . Le rapport  $B_2/H$  est fait varier depuis la valeur 0.01 jusqu'à 0.2, ce qui englobe la grande majorité des cas réels des murs de soutènement existants ou en projet. Cette variation du rapport  $B_2/H$  abouti à des résultats du facteur de sécurité variant de 1.42 à 8.3, ce qui constitue un éventail couvrant largement les cas de situation possibles.

### ➤ Description

La figure III.19 (de même que la N° III.20 et III.21) montre des courbes, quasi-stationnaires, de variation du facteur de sécurité vis-à-vis de la portance du sol ( $FS_p$ ). Ceci veut dire que la portance du sol est presque insensible à la variation du rapport  $B_2/H$ . Ceci est vrai d'autant que  $H$  est grand. Lorsque ce dernier dépasse 10m,  $FS_p$  devient visiblement constant. Lorsque  $H$  est inférieur à 10m,  $FS_p$  est peu variable et supérieur à 3.

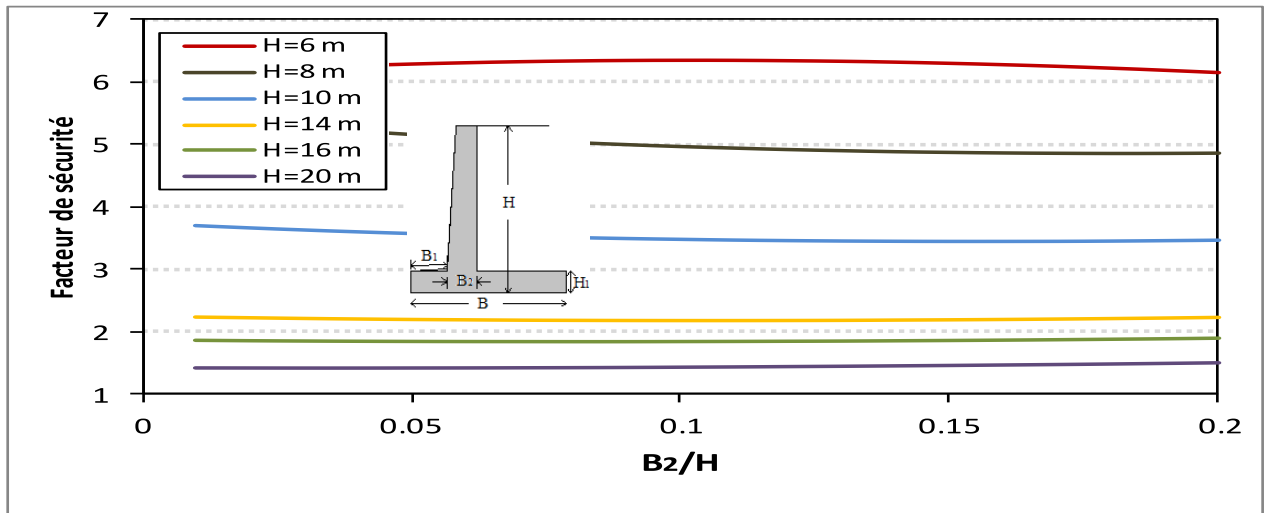


Figure III.19: Variation du facteur de sécurité relatif à la capacité portante du sol ( $B=0.5H$ ).

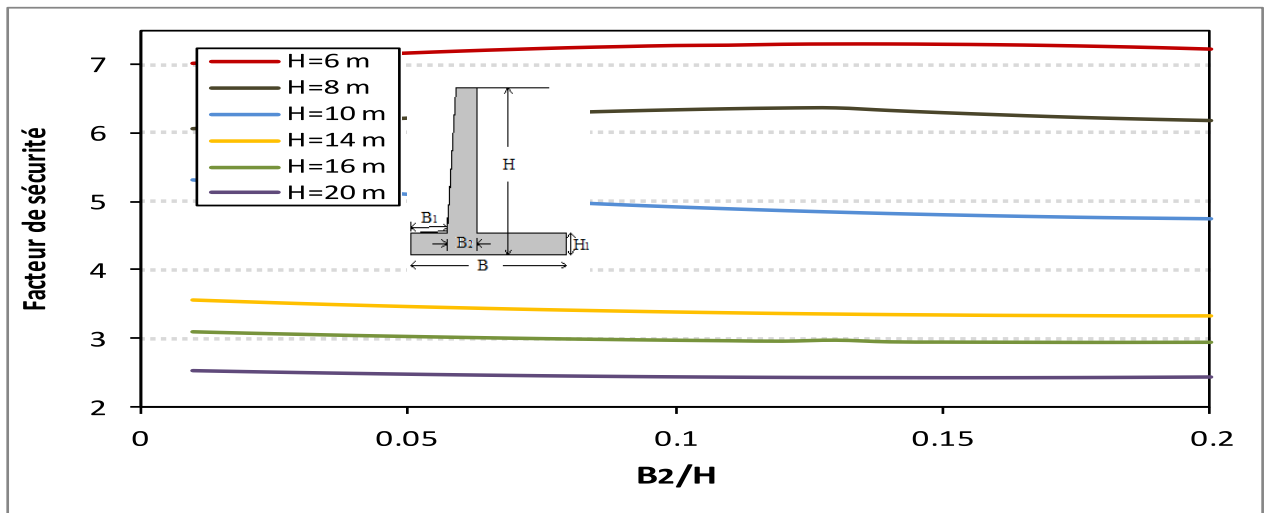


Figure III.20: Variation du facteur de sécurité relatif à la capacité portante du sol ( $B=0.6H$ ).

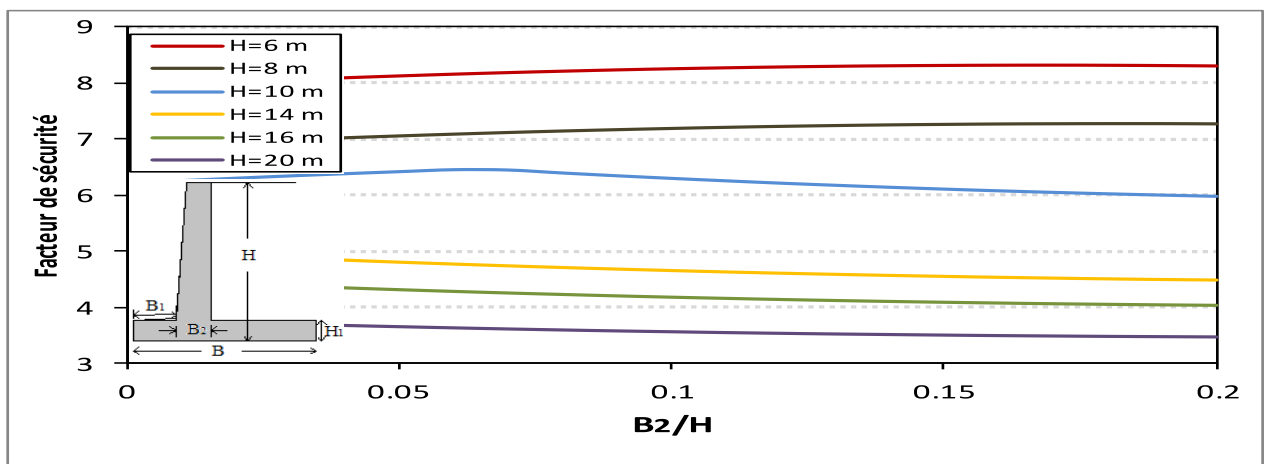


Figure III.21: Variation du facteur de sécurité relatif à la capacité portante du sol ( $B=0.7H$ ).

### ➤ Interprétation

Les courbes obtenues étant stationnaires, ce qui veut dire que la capacité portante du sol ne varie quasiment pas avec le rapport  $B_2/H$ . La variation de  $B_2$  par rapport à  $H$  n'affecte, en effet, pas vraiment la répartition des contraintes appliquées au sol. Tout ce passe comme si une personne ouvre et renferme ses pieds en position debout. Le sol n'en ressent guère la différence, pourvu que la largeur  $B$  reste inchangée.

### ➤ Comparaison entre $B=0.5H$ , $B=0.6H$ et $B=0.7H$ :

La comparaison des résultats des figures III.19 à III.21 montre que la stabilité du mur vis-à-vis de la portance du sol augmente avec la largeur de la base de fondation. Ceci est logique de par l'expression même et le mécanisme de la portance du sol.

Pour les mêmes plages de variation de  $H$  et de  $B_2/H$ , les valeurs du facteur de sécurité relatives à  $B=0.5H$  varient de 1,42 à 6,15. Celles relatives à  $B=0.6H$  varient de 2,52 à 7,22. Enfin, celles relatives à  $B=0.7H$  varient de 3,76 à 8,3.

### III.2.1.4 Influence du rapport $\frac{H_1}{H}$ sur la Stabilité du Mur

#### a- Stabilité vis-à-vis du Renversement

Enfin, une troisième famille de résultats relative aux stabilités du mur de soutènement, selon les trois aspects, est produite. Elle concerne les variations, éventuelles, des facteurs de sécurité avec le rapport  $H_1/H$ . Les figures III.22 à III.24 montrent la variation du facteur de sécurité relatif au renversement en fonction de  $H_1/H$  et de la hauteur ( $H$ ) du mur de soutènement. Toutes les autres dimensions (dépendantes de  $H$ ) sont maintenues à leurs valeurs respectives comme indiquées sur la figure III.2.

De même, le même ordre des tracés est reproduit dans la légende. La courbe supérieure correspond à  $H=6m$ , celle du bas à  $H=20m$ . Le rapport  $H_1/H$  est fait varier depuis la valeur 0.01 jusqu'à 0.2, ce qui englobe la majorité écrasante des cas réels des murs de soutènement existants ou en projet. Cette variation du rapport  $H_1/H$  abouti à des résultats du facteur de sécurité compris entre 3,6 et 12,6. La sécurité est, donc, pleinement vérifiée pour tous les cas considérés.

### ➤ Description

La figure III.22 (de même que la III.23 et III.24) montre des courbes d'une même allure de variation du facteur de sécurité vis-à-vis du renversement ( $FS_R$ ). Les variations sont constatées quasi-nulles. C'est-à-dire que la stabilité au renversement n'est, pratiquement, pas sensible au rapport  $H_1/H$ . Malgré cette très faible sensibilité, les figures en question montrent aussi une chute de sensibilité à mesure que la hauteur du mur augmente.

### ➤ Interprétation

La stationnarité des valeurs de  $FS_R$  en fonction de  $H_1/H$  est compréhensible comme le remplacement d'un volume de béton par du sol. En effet, augmenter le rapport  $H_1/H$  20 fois depuis la valeur 0.01 est comme maintenir  $H$  constant et agrandir  $H_1$ . Cette opération augmente le volume de béton de la semelle et réduit celui du sol surmontant le talon. La différence des poids volumiques entre béton et sol n'étant pas très grande ( $25kN/m^3$  comparativement à  $19kN/m^3$ ), la substitution de l'un

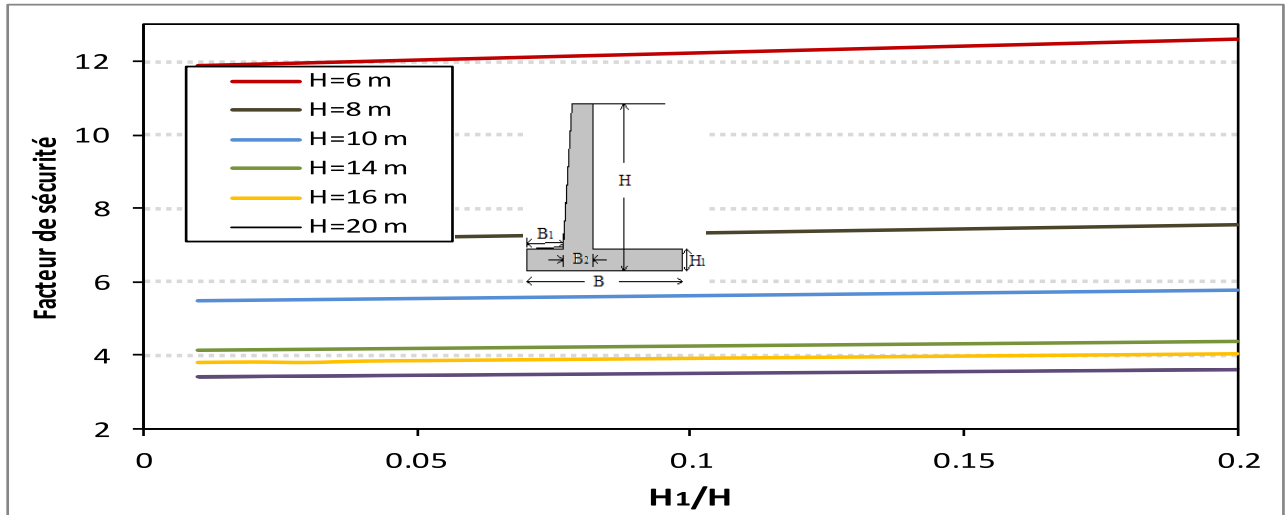


Figure III.22: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement ( $B=0.5H$ ).

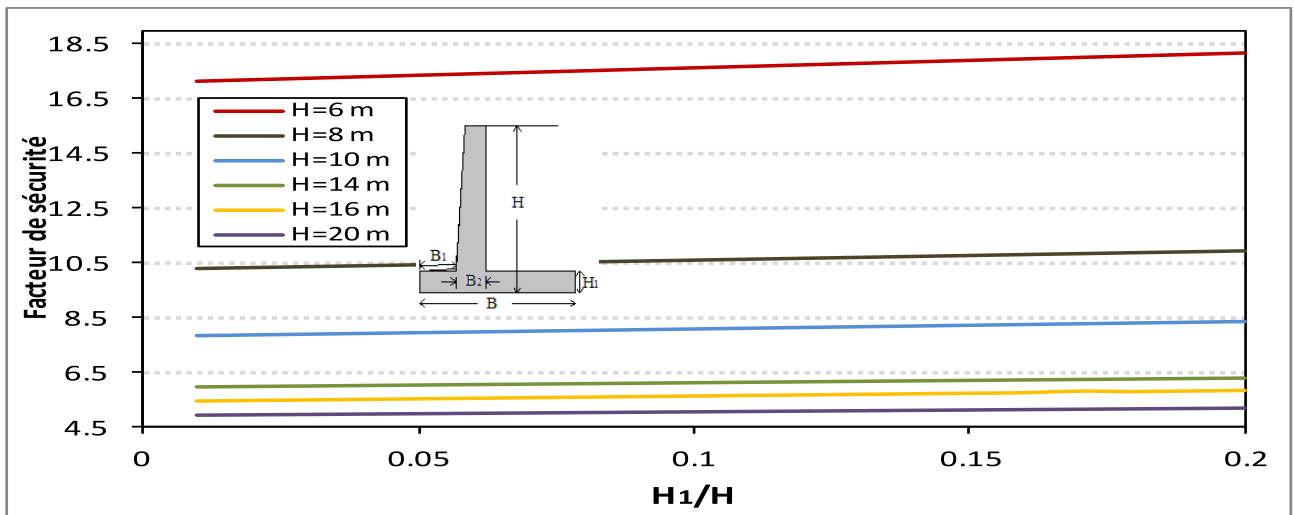


Figure III.23: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement ( $B=0.6H$ ).

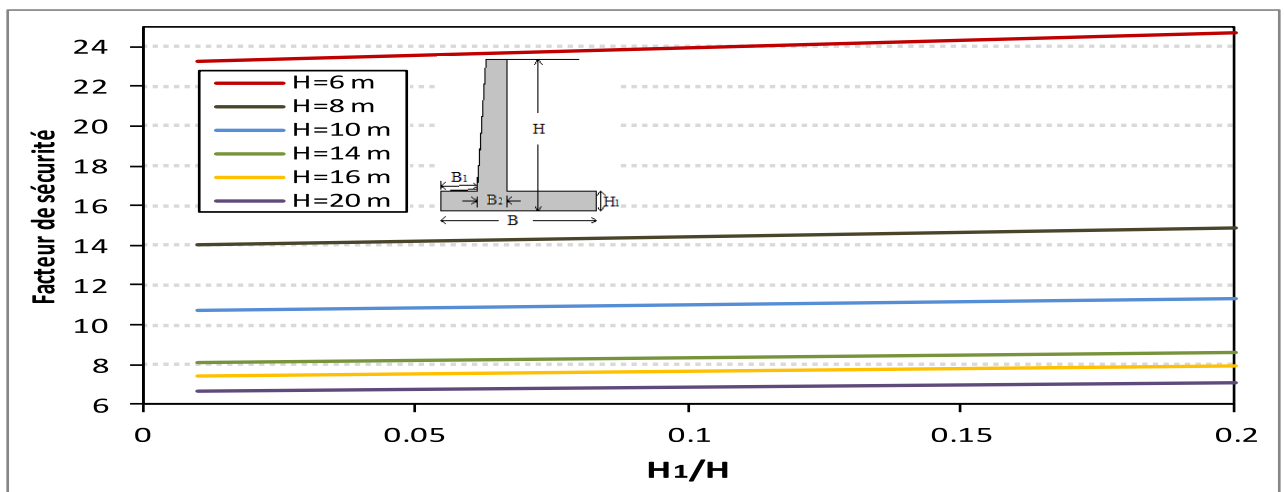


Figure III.24: Variation du facteur de sécurité relatif au renversement ( $B=0.7H$ ).

par l'autre fera varier de peu l'équilibre des moments de renversement. Ceci est d'autant vrai que la hauteur du mur est grande. L'augmentation des valeurs de  $FS_R$  avec  $H_1/H$  est compatible avec le remplacement du sol par du béton. Le second est plus dense que le premier, la substitution va en faveur de la sécurité. L'allure des courbes en figure III.22 (ou III.23 ou III.24) se trouve, ainsi, expliquée.

La comparaison des courbes des figures III.22, III.23 et III.24 respectivement pour chaque valeur de  $H$  et de  $H_1/H$ , fait ressortir sommairement les mêmes descriptions. Les résultats de calcul de  $FS_R$  sont trouvés plus grands pour  $B=0.7H$  (de 7.056 à 24.696) que pour  $B=0.6H$  (de 5.183 à 18.139), qu'à, encore,  $B=0.5H$  (de 3.597 à 12.59). Ce sont toutes des valeurs supérieures à celles préconisées dans les règles de conception. La sensibilité du mur, vis-à-vis du renversement, au rapport  $B/H$  est retenue la même que dans la section III.2.1.2: Influence du rapport  $\frac{B_1}{H}$  sur la stabilité du mur vis-à-vis du renversement.

### b- Stabilité vis-à-vis du glissement

#### ➤ Présentation

Les figures numérotées III.25 à III.27 montrent la variation du facteur de sécurité relatif au glissement en fonction du rapport  $H_1/H$  et de la hauteur du mur de soutènement. Toutes les autres dimensions (dépendantes de  $H$ ) sont maintenues à leurs valeurs respectives comme indiquées sur la figure III.2.

Les figures en question (III.25 à III.27) montrent des tracés de courbes dans le même ordre que celui indiqué dans la légende. La courbe supérieure correspond à  $H=6m$ , celle inférieure à  $H=20m$ . Le rapport  $H_1/H$  est fait varier depuis la valeur 0.01 jusqu'à 0.2, ce qui englobe la grande majorité des cas réels des murs de soutènement existants ou en projet. Cette variation du rapport  $H_1/H$  abouti à des résultats du facteur de sécurité variant de 1.342 à 5.682, ce qui constitue un éventail largement suffisant.

#### ➤ Description et interprétation

Les courbes des figures III.25 à III.27 montrent une même allure, avec très faible variation des valeurs de  $FS_G$  en fonction de  $H_1/H$ . Cette variation diminue au fur et à mesure que  $H$  augmente. Pour les hauteurs du mur inférieures à 14 m, la sécurité vis-à-vis du glissement est vérifiée du moment que  $FS_G$  dépasse la valeur 1.5 préconisée dans les règles de l'art.

Compte tenu de la similitude frappante des variations du facteur de sécurité avec le rapport  $H_1/H$  trouvé dans le cas du renversement, la même interprétation de la variation est retenue. La stationnarité des valeurs de  $FS_G$  en fonction de  $H_1/H$  est explicable comme suit: Augmenter  $H_1/H$  est comme maintenir  $H$  constant et agrandir  $H_1$ . Ceci implique l'augmentation du volume de béton de la semelle et réduction de celui du sol surmontant le talon. La différence des poids volumiques entre béton et sol n'étant pas très grande ( $25kN/m^3$  comparativement à  $19kN/m^3$ ), la substitution de l'un par l'autre fera varier de peu l'équilibre des forces de glissement. Ceci est d'autant vrai que la hauteur du mur est grande. L'augmentation des valeurs de  $FS_G$  avec  $H_1/H$  est compatible avec le remplacement du sol par du béton. Le second est plus dense que le premier, la substitution va en faveur de la sécurité. L'allure des courbes en figure III.25 (ou III.26 ou III.27) se trouve, ainsi, logique.

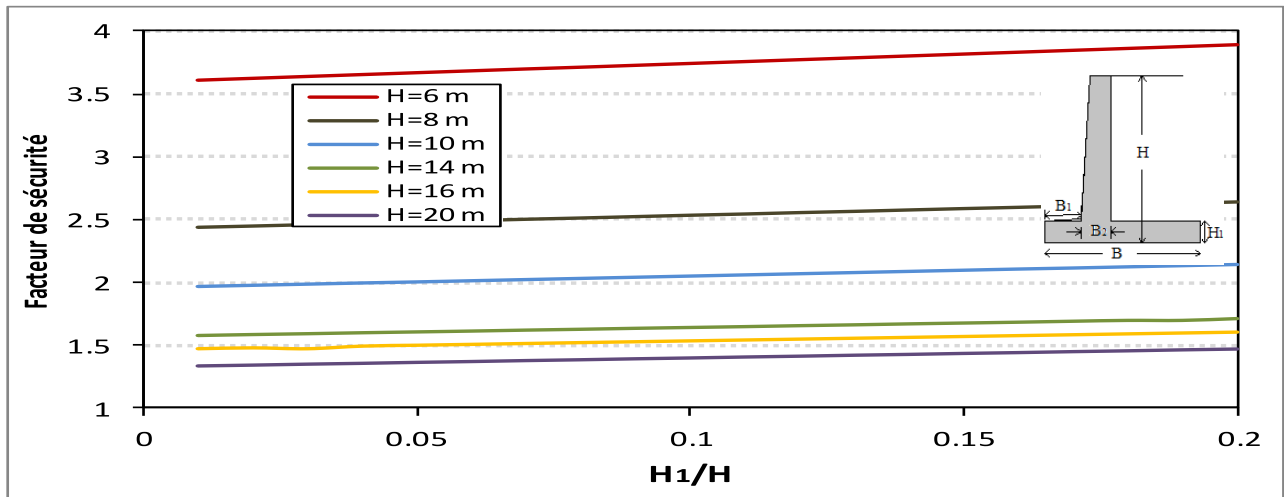


Figure III.25: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement ( $B=0.5H$ ).

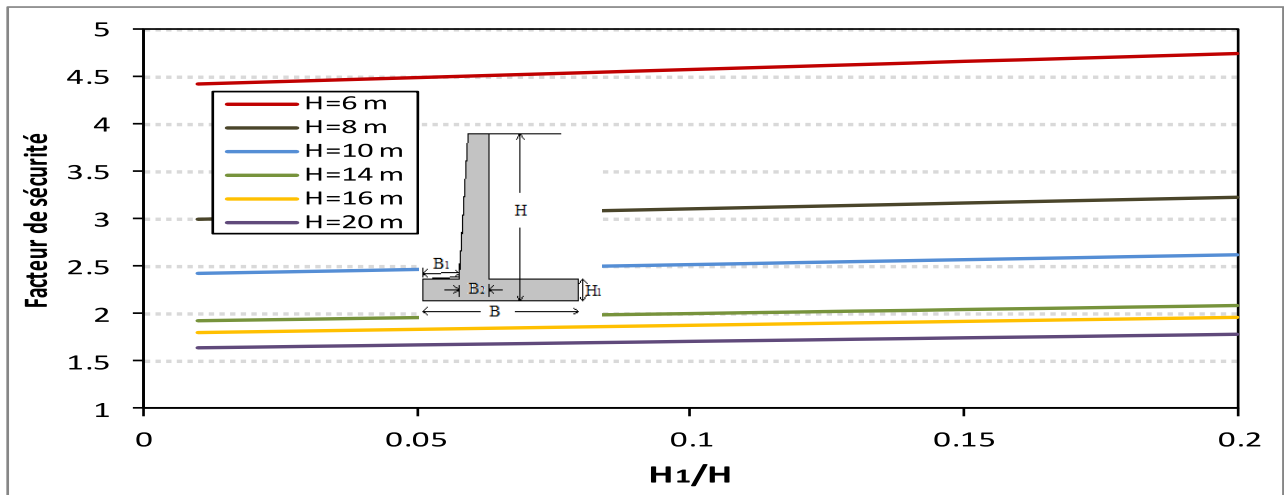


Figure III.26: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement ( $B=0.6H$ ).

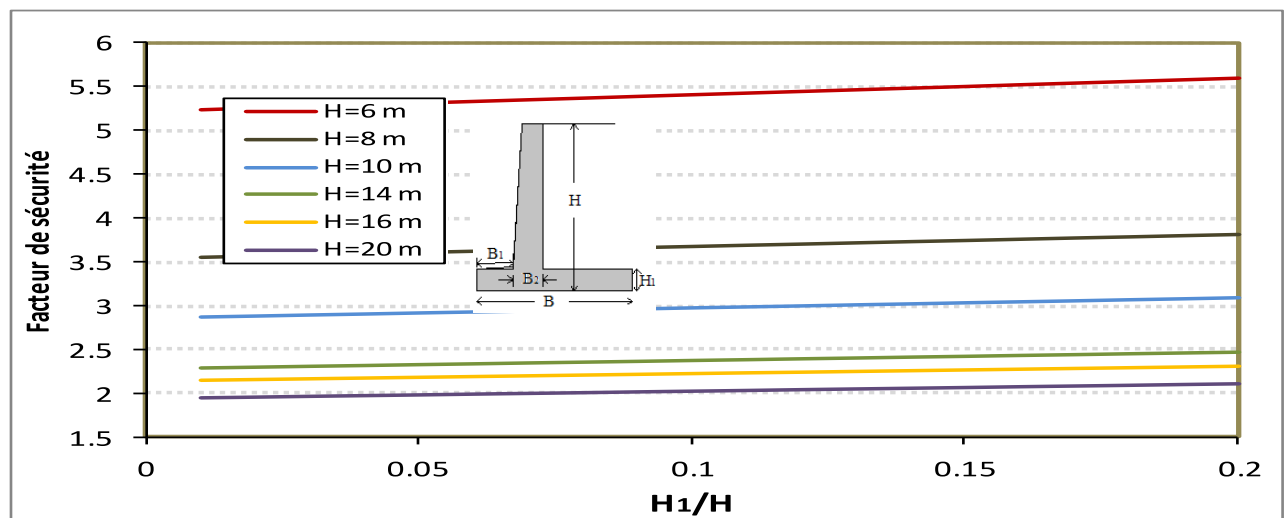


Figure III.27: Variation du facteur de sécurité relatif au glissement ( $B=0.7H$ ).



La comparaison des courbes des figures III.25 à III.27 respectivement pour chaque valeur de H et de  $H_1/H$ , fait ressortir sommairement les mêmes conclusions que celles émises dans l'analyse de la sensibilité du mur, vis-à-vis du renversement, au rapport B/H (section III.2.1.2: Influence du rapport  $\frac{B_1}{H}$  sur la stabilité du mur vis-à-vis du renversement).

### c- Stabilité vis-à-vis de la capacité portante du sol

#### ➤ Présentation

En fin de cette partie de l'étude paramétrique, une dernière série de résultats est présentée sur les figures III.28 à III.30. Elle est relative à la stabilité du mur vis-à-vis de la capacité portante du sol support. Les figures III.28 à III.30 montrent la variation du facteur de sécurité relatif à la portance du sol en fonction du rapport  $H_1/H$  et de la hauteur H du mur de soutènement. Toutes les autres dimensions (dépendantes de H) sont maintenues à leurs valeurs respectives comme indiquées sur la figure III.2.

De même que les séries précédentes, les figures III.28 à III.30 montrent des tracés de courbes dans le même ordre que celui indiqué dans la légende. La courbe supérieure correspond à H= 6m, celle du bas à H=20m. Le rapport  $H_1/H$  est fait varier depuis la valeur 0.01 jusqu'à 0.2, ce qui englobe la grande majorité des cas réels des murs de soutènement existants ou en projet. Cette variation du rapport  $H_1/H$  abouti à des résultats du facteur de sécurité variant de 1.414 à 8.248, ce qui constitue un éventail couvrant largement les cas de situation possibles. Le facteur de sécurité minimum préconisé dans les règles de conception des fondations superficielles est de 3.

#### ➤ Description et interprétation

La figure III.28 (de même que la N° III.29 et III.30) montre des courbes, quasi-stationnaires, de variation du facteur de sécurité vis-à-vis de la portance du sol ( $FS_p$ ). Ceci veut dire que la portance du sol est presque insensible à la variation du rapport  $H_1/H$ . Ceci est vrai autant que H est grand. Lorsque ce dernier dépasse 10m,  $FS_p$  devient visiblement constant. Lorsque H est inférieur à 10m,  $FS_p$  est très peu variable.

Les courbes obtenues étant stationnaires, ce qui veut dire que la capacité portante du sol ne varie quasiment pas avec le rapport  $H_1/H$ . La variation de  $H_1$  par rapport à H n'affecte, en effet, nullement la répartition des contraintes appliquées au sol. C'est seulement la contrainte appliquée au sol qui augmente légèrement comme remplacer un sol par un béton.

#### ➤ Comparaison entre B=0,5H, B=0.6H et B=0,7H :

La comparaison des résultats des figures III.28 à III.30 montre que la stabilité du mur vis-à-vis de la portance du sol augmente avec la largeur de la base de fondation. Pour les mêmes plages de variation de H et de  $H_1/H$ , les valeurs du facteur de sécurité relatives à B=0.5H varient de 1,414 à 6,437. Celles relatives à B=0.6H varient de 2.455 à 7.308. Enfin, celles relatives à B=0.7H varient de 3.636 à 8.248. Cette augmentation de  $FS_p$  était prévisible et est logique de par l'expression même de la capacité portante du sol et le mécanisme de portance du sol de fondation.

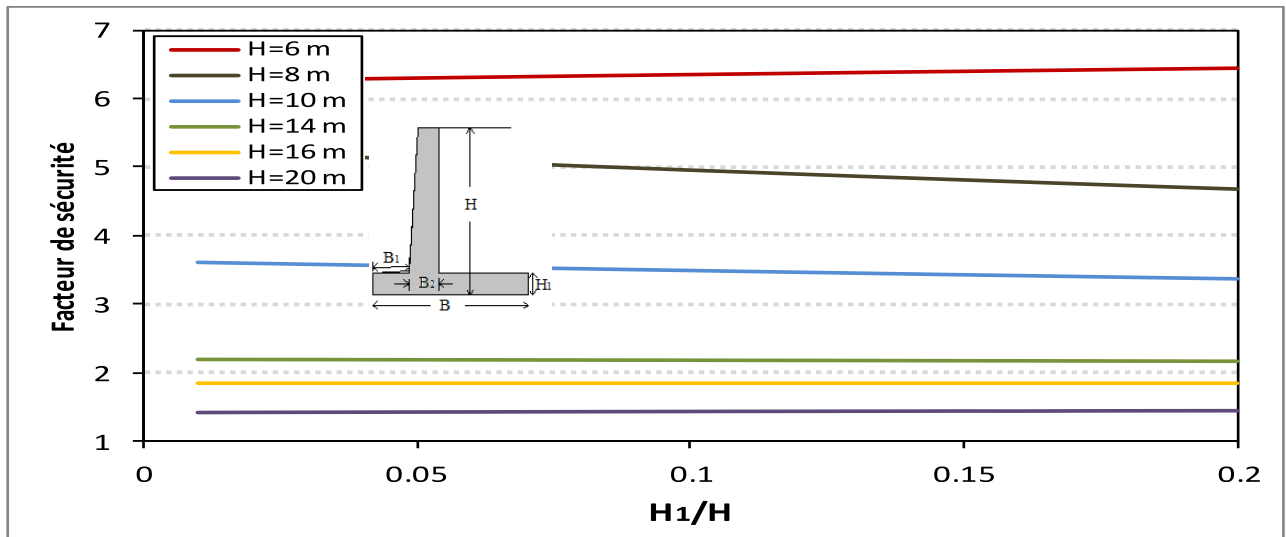


Figure III.28: Variation du facteur de sécurité relatif à la capacité portante du sol ( $B=0.5H$ ).

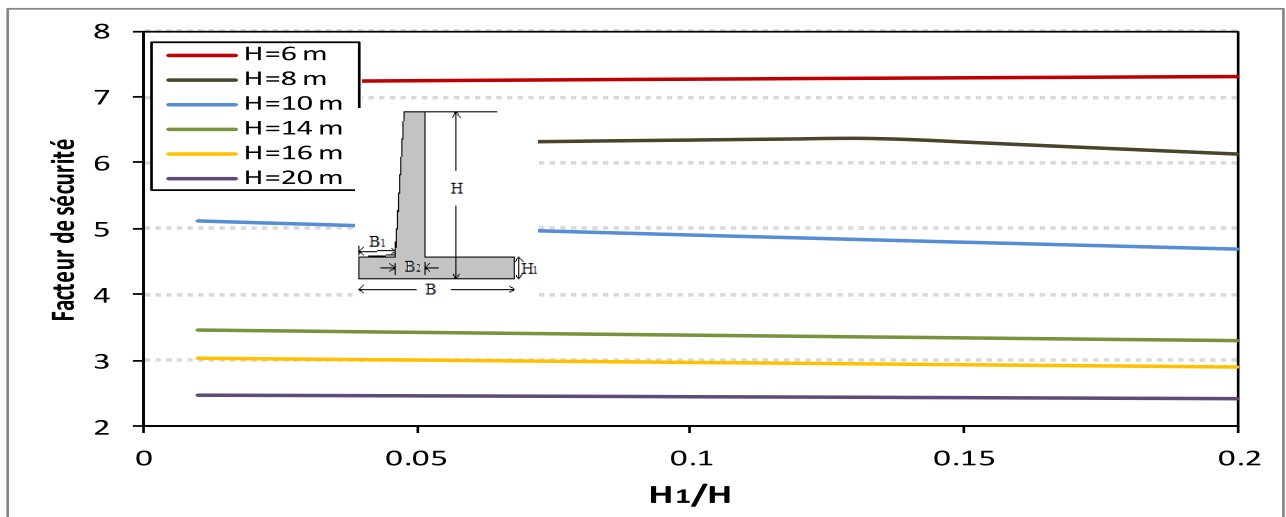


Figure III.29: Variation du facteur de sécurité relatif à la capacité portante du sol ( $B=0.6H$ ).

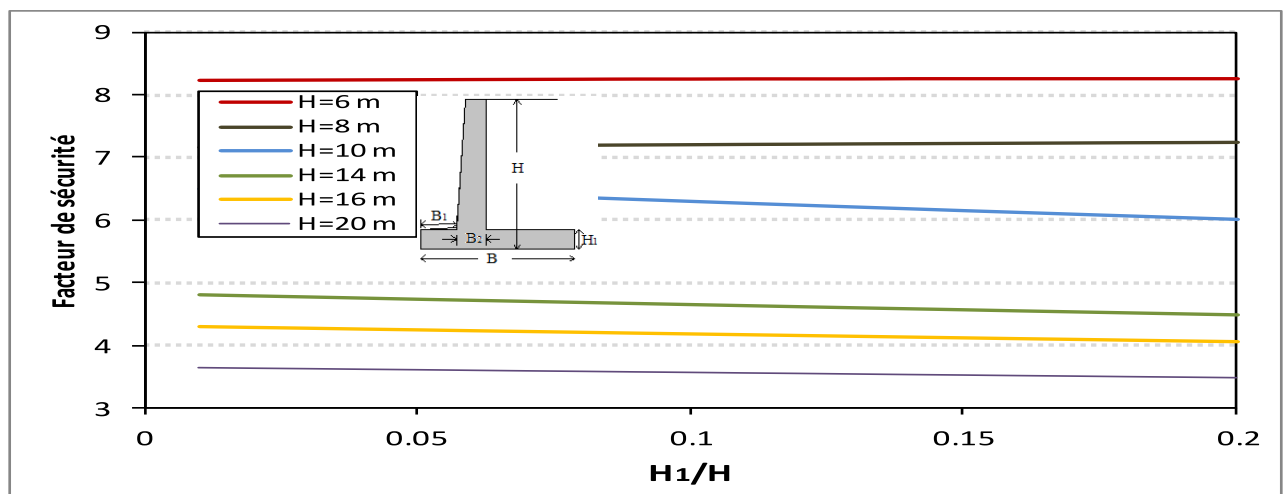


Figure III.30: Variation du facteur de sécurité relatif à la capacité portante du sol ( $B=0.7H$ ).

### III.2.2 Influence des Paramètres Géotechniques sur le Mur de Soutènement

#### III.2.2.1 Introduction

La configuration géotechnique du terrain est une question aussi importante à considérer, dans la conception et le calcul du mur de soutènement, que les dimensions mêmes du mur. On entend par configuration géotechnique du site, l'ensemble des conditions ayant trait aux couches de sol avoisinant le mur: lithologie, pentes, nappe d'eau, valeurs des grandeurs physiques et mécaniques, ...

Compte tenu de l'influence des paramètres géotechniques sur les facteurs de sécurité ( $FS_G$ ,  $FS_R$  et  $FS_P$ ), ceci étant évident de par les expressions de calcul, une étude paramétrique est menée. Celle-ci fait varier, individuellement, les valeurs des grandeurs géotechniques pour en observer les résultats. Lorsque les grandeurs géotechniques sont faites varier, celles géométriques sont gardées constantes. Les paramètres géotechniques retenus pour la présente analyse sont:

- $\beta$ : angle d'inclinaison du talus ( $^\circ$ ),
- $\gamma$ : poids volumique du sol ( $kN/m^3$ ),
- $C$ : cohésion du sol ( $kN/m^2$ ),
- $\phi$ : angle de frottement interne du sol ( $^\circ$ ).

#### III.2.2.2 Influence de l'Inclinaison de la Surface du Terrain

Dans la présente section, l'angle ( $\beta$ ) d'inclinaison de la surface du terrain est fait varier de  $0^\circ$  à  $30^\circ$ , à pas suffisamment petit. Les autres caractéristiques restent stables :

- $\gamma_1 = \gamma_3 = 19 \text{ kN/m}^3$ ,
- $C_1 = C_3 = 14 \text{ kN/m}^2$ ,
- $\phi_1 = \phi_3 = 30^\circ$ .

Les paramètres géométriques sont :

$H=10 \text{ m}$ ,  $H_1=1 \text{ m}$ ,  $B=5 \text{ m}$ ,  $B_1=1 \text{ m}$ ,  $B_2=1 \text{ m}$ ,  $B_3=3 \text{ m}$ .

Les résultats obtenus des facteurs de sécurité sont graphiquement présentés sur la figure III.31.

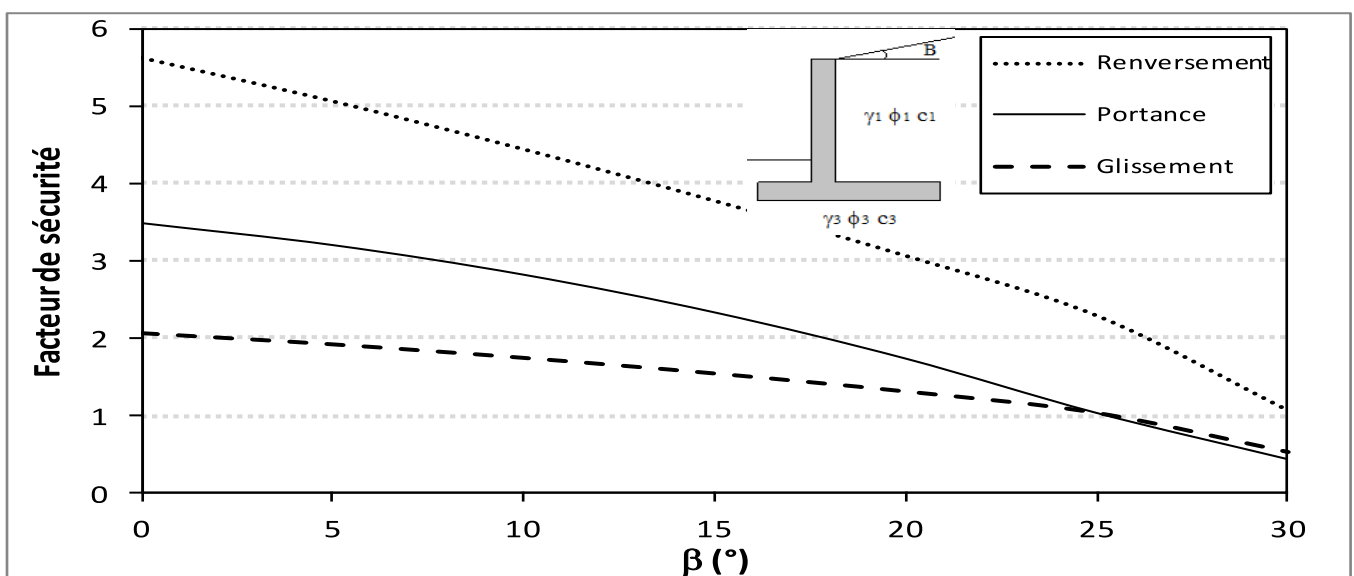


Figure III.31: Variation des facteurs de sécurité en fonction de l'inclinaison du terrain.

Les trois courbes montrées en figure III.31 sont décroissantes à pentes relativement distinctes. La stabilité vis-à-vis du renversement est la mieux satisfaite lorsque la surface du sol est horizontale. Elle est suivie par la stabilité en termes de portance du sol, puis celle du glissement. A mesure que  $\beta$  est fait augmenté, les valeurs obtenues des résultats des calculs diminuent. Elles doivent converger vers zéro lorsque  $\beta$  augmente. Ceci est prévisible et logique. La diminution du facteur de sécurité relatif au renversement est bien plus rapide que celle relative à la stabilité vis-à-vis de la portance du sol. La diminution du facteur de sécurité vis-à-vis du glissement est reconnue la moins active. Sa faible variation est telle que ses résultats restent supérieurs à ceux de  $FS_p$  alors qu'ils en étaient plus faibles aux petites valeurs de  $\beta$ .

➤ **Interprétation**

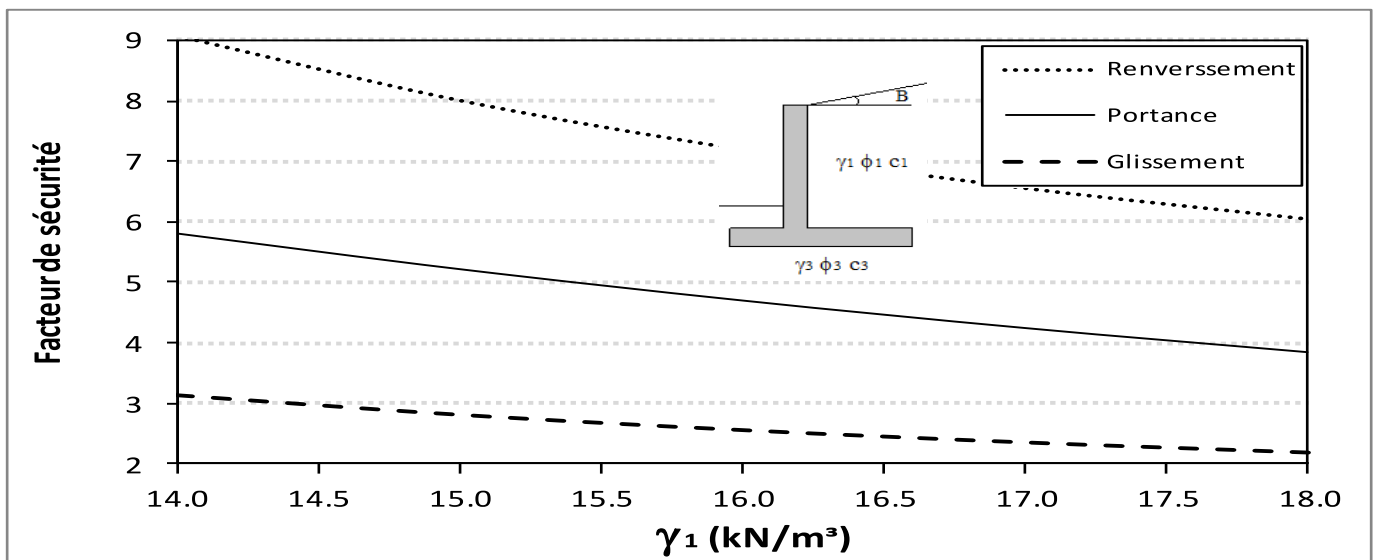
La chute du facteur de sécurité  $FS_R$  lorsque  $\beta$  augmente est physiquement compréhensible: la poussée augmente à mesure que  $\beta$  augmente, sans que la résistance au renversement ne soit améliorée. Tout se passe comme si une surcharge triangulaire, infiniment longue, est appliquée sur la surface horizontale du terrain.

De même, la surcharge appliquée au sol de fondation augmente, évidemment, avec  $\beta$  sans que la capacité portante du sol ne puisse être augmentée. Ceci résulte en une diminution de  $FS_p$  lorsque  $\beta$  augmente.

Enfin, la diminution de  $FS_G$  lors que  $\beta$  augmente n'est, à priori, explicable que par le fait que la poussée horizontale du sol retenu contribue au glissement du mur de soutènement. C'est-à-dire fait diminuer la stabilité vis-à-vis du glissement.

**III.2.2.3 Influence du Poids Volumique du sol Surmontant le Talon**

Dans ce second lot de calculs, le poids volumique du sol situé sur le talon de mur de soutènement est fait varier dans l'intervalle  $14\text{kN/m}^3$  à  $18\text{kN/m}^3$ . Cet intervalle couvre la plupart des résultats des mesures des poids volumiques des sols. Les résultats obtenus des facteurs de sécurité, relatifs aux trois types de stabilités, sont présentés sur la figure III.32.



**Figure III.32:** Variation des facteurs de sécurité en fonction du poids volumique du sol surmontant le talon.

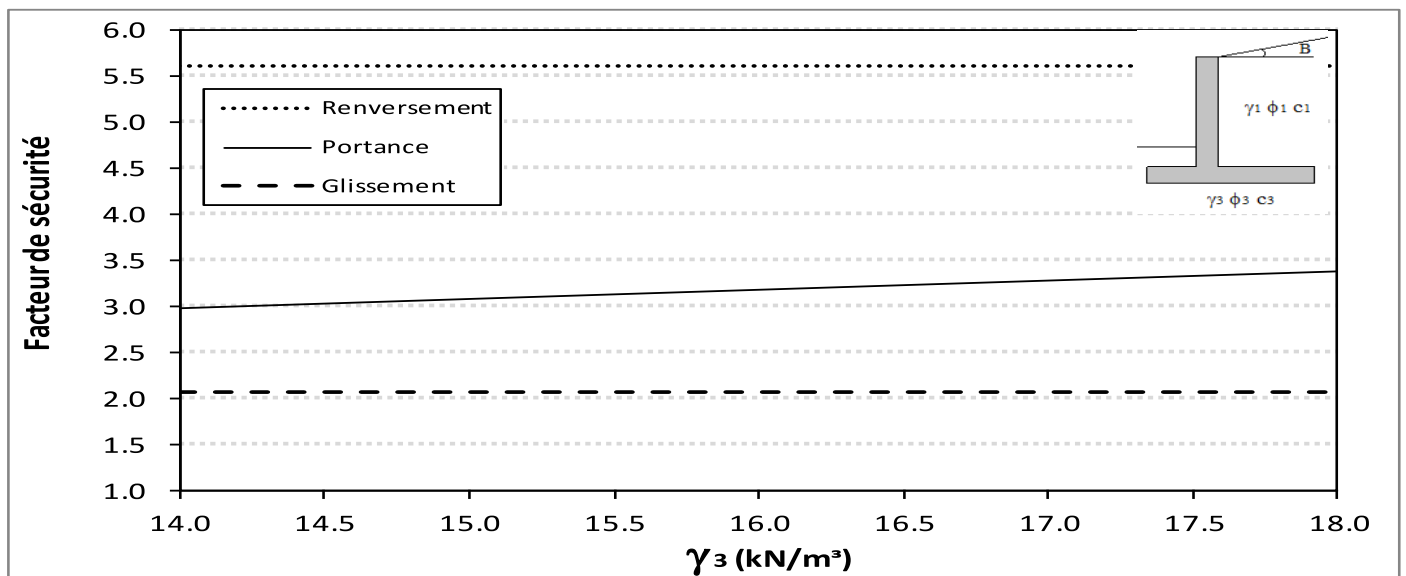
Les courbes montrées en figure III.32 sont décroissantes en fonction de  $\gamma_1$ . Le taux de réduction des facteurs de sécurité diminue à mesure que  $\gamma_1$  augmente. Les allures des trois courbes sont presque parallèles, ce qui atteste de sensibilités comparables. Comme pour le cas du paramètre  $\beta$ , la stabilité au glissement est, quand même, constatée la moins sensible à la grandeur  $\gamma_1$ . L'ordre des valeurs obtenues des facteurs de sécurité est trouvé le même que pour la variation de  $\beta$ :  $FS_R > FS_P > FS_G$ .

➤ Interprétation

L'effet du poids volumique  $\gamma_1$  sur les trois types de stabilité est comparable, dans une large mesure, à celui de l'angle  $\beta$ . C'est comme si une surcharge est appliquée au sol surmontant le talon.

**III.2.2.4 Influence du Poids Volumique du Sol de Fondation**

De même que pour le sol surmontant le talon, le poids volumique du sol de fondation est fait varier dans l'intervalle  $14\text{kN/m}^3$  à  $18\text{kN/m}^3$ . Les résultats obtenus de l'ensemble des calculs menés sont regroupés dans la figure III.33.



**Figure III.33:** Variation des facteurs de sécurité en fonction du poids volumique du sol de fondation.

La figure III.33 montre que les facteurs  $FS_G$  et  $FS_R$  ne sont pas sensibles à la variation du poids volumique du sol support ( $\gamma_3$ ). Celui de la capacité portante du sol si. Un léger gain de stabilité en est encaissé lorsque  $\gamma_3$  augmente.

➤ Interprétation

La stationnarité de  $FS_G$  et  $FS_R$  est parfaitement logique du moment que:

- la stabilité vis-à-vis du renversement est calculée en considérant que le centre de rotation comme l'arrête basse du patin. Ce ci veut dire que si le mur vient à se renverser, sa surface de base s'éloigne du sol support. La variation du poids volumique de ce dernier n'affecte, en rien, le renversement.

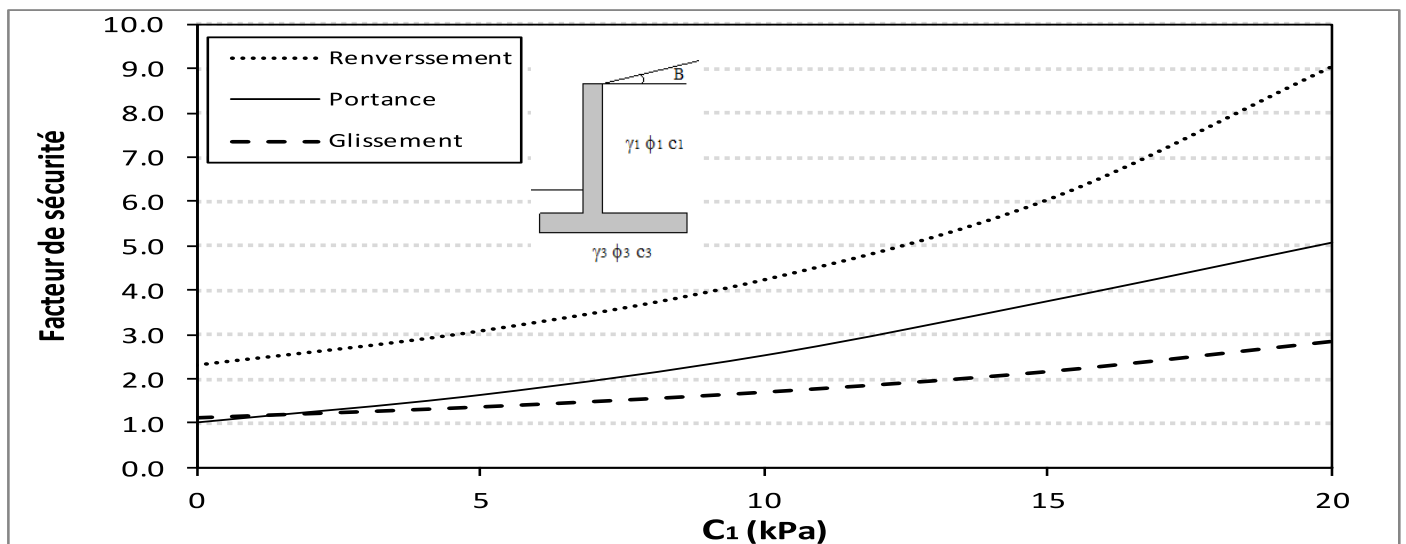
- la stabilité vis-à-vis du glissement est basée sur les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol ( $C$  et  $\phi$ ). Le poids volumique ( $\gamma_3$ ) n'intervient pas dans le calcul.

Parmi les courbes représentées dans la figure III.33, seule la stabilité vis-à-vis de la portance du sol de fondation qui varie en fonction de  $\gamma_3$ . C'est évident puisque  $\gamma_3$  fait partie de l'expression même de la capacité portante du sol. Enfin, toutes les valeurs de  $FS_P$  sont trouvés supérieures à 3, seuil préconisé dans les règles de calcul des fondations.

### III.2.2.5 Influence de la Cohésion du sol Surmontant le Talon

Les paramètres  $\beta$ ,  $\phi_i$ ,  $\gamma_i$  et  $C_3$  étant maintenu fixes, les trois facteurs de sécurité ( $FS_G$ ,  $FS_P$  et  $FS_R$ ) sont calculés en faisant varier la cohésion du sol située sur le talon du mur de soutènement. Les résultats obtenus sont présentés sur la figure III.34.

Les facteurs de sécurité augmentent différemment en fonction de  $C_1$ . La variation la plus rapide est celle en stabilité au renversement, celle la plus lente est relative à la stabilité au glissement. La sensibilité, donc augmentation, du facteur de sécurité vis-à-vis de la portance du sol support est intermédiaire entre les deux précédentes.



**Figure III.34:** Variation des facteurs de sécurité en fonction de la cohésion du sol surmontant le talon.

Les valeurs de  $FS_R$  sont toujours bons du fait qu'elles sont supérieures à la valeur minimale préconisée dans les règles techniques ( $FS_R > 2$ ). Celles de  $FS_P$  et  $FS_G$  sont acceptables (c'est-à-dire  $> 3$  et  $> 1.5$  respectivement) à partir d'une cohésion  $C_1$  supérieure à 13kPa.

➤ Interprétation

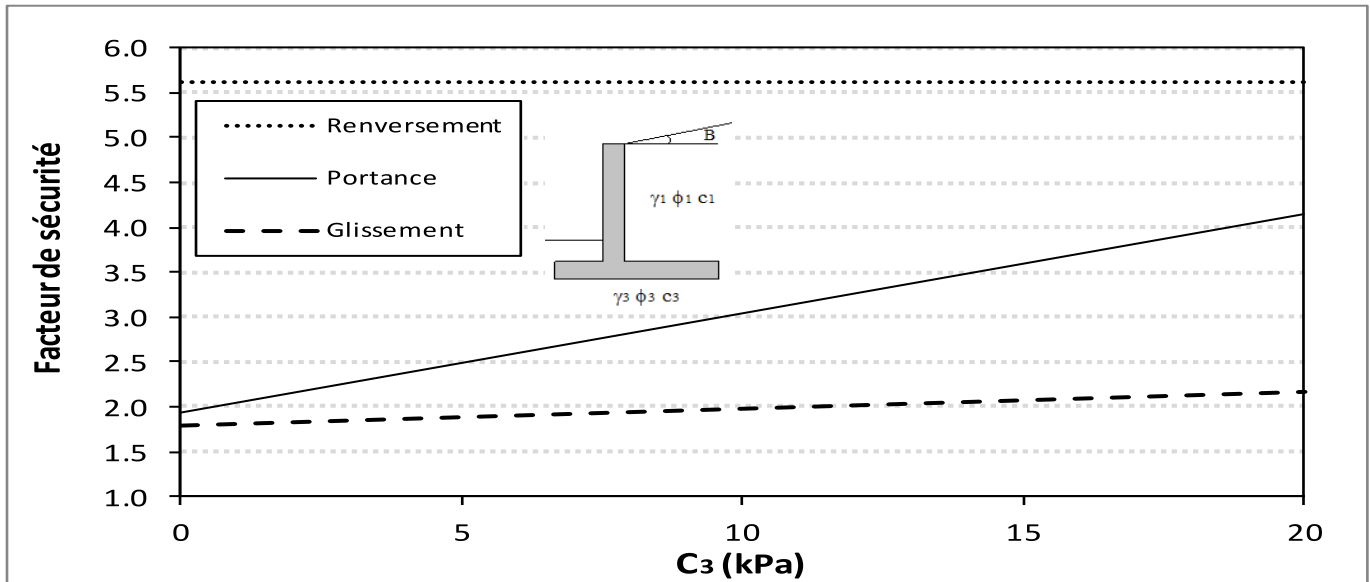
L'effet de la cohésion du sol surmontant le talon est prédictible du fait que plus le sol est cohésif moins la poussée est grande (relation élémentaire:  $p_a(z) = k_a \sigma_v(z) - 2C\sqrt{k_a}$ ). Ceci se traduit, en termes de stabilité, par une augmentation du facteur de sécurité vis-à-vis:

- du renversement  $FS_R$  car la cause même du renversement s'amointri,
- du glissement  $FS_G$  car la force de poussée s'affaiblit,

- de la portance du sol  $FS^P$  car le moment agissant au centre de gravité de la fondation s'abaisse.

### III.2.2.6. Influence de la Cohésion du Sol Support

Les paramètres  $\beta$ ,  $\phi_i$ ,  $\gamma_i$  et  $C_1$  sont, cette fois-ci, maintenus fixes. Les trois facteurs de sécurité ( $FS_G$ ,  $FS_P$  et  $FS_R$ ) sont calculés en faisant varier la cohésion du sol de fondation; autrement dit, le sol support. Les résultats obtenus sont présentés sur la figure III.35.



**Figure III.35:** Variation des facteurs de sécurité en fonction de la cohésion du sol de fondation.

De même que dans la figure III.33, et pour les mêmes raisons, Les facteurs  $FS_G$  et  $FS_R$  ne sont pas sensibles à la variation de  $C_3$ .

La stationnarité de  $FS_G$  et de  $FS_R$  est parfaitement logique du fait que:

- la stabilité vis-à-vis du renversement est calculée en considérant que le centre de rotation comme l'arrête basse du patin. Ce ci veut dire que si le mur vient à se renverser, sa surface de base s'éloigne du sol support. La variation de la cohésion de ce dernier n'affecte, en rien, le renversement. Ce dernier reste fixé à environ 5.6 quelque soit la cohésion du sol support.
- la stabilité vis-à-vis du glissement est basée sur les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol ( $C$  et  $\phi$ ). La cohésion ( $C_3$ ) du sol support doit influencer sensiblement les résultats calculés de  $FS_G$ .

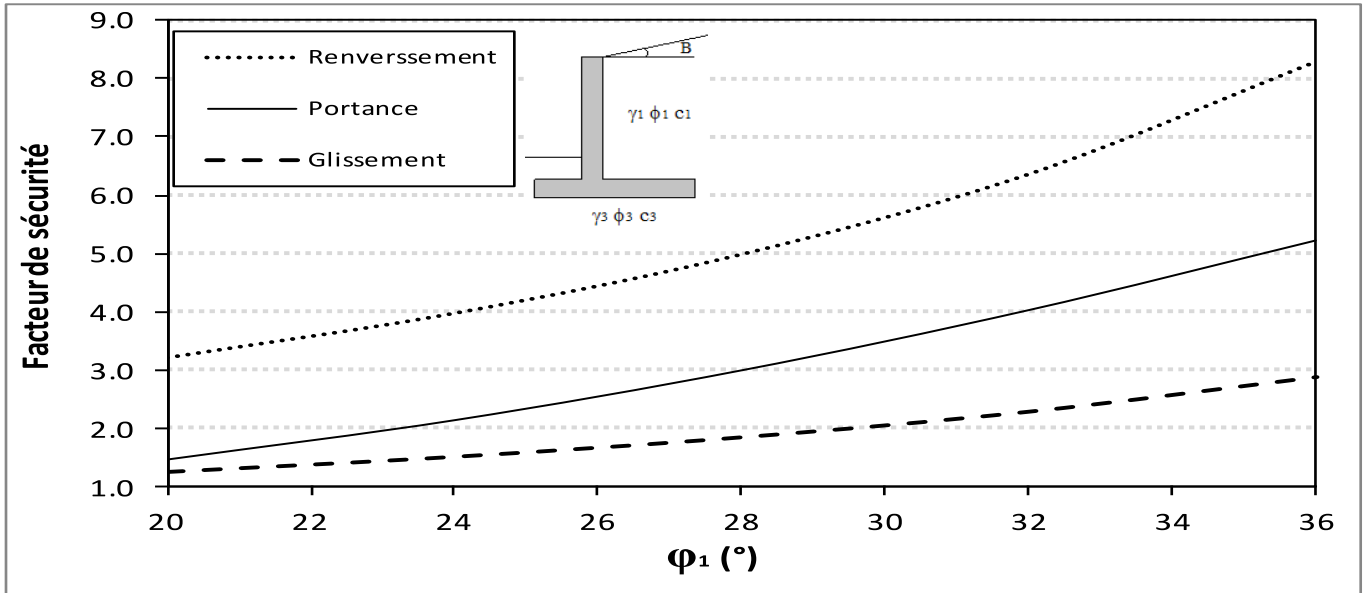
Parmi les courbes représentées dans la figure III.35, seule la stabilité vis-à-vis de la portance du sol de fondation qui varie en fonction de  $C_3$ . C'est évident puisque  $C_3$  fait partie de l'expression même de la capacité portante du sol. Enfin, le seuil ( $FS_P$ ) préconisé dans les règles de calcul des fondations est obtenu à partir d'une cohésion égale à 10kPa du sol de fondation.

Enfin, malgré la faible variation de la courbe de glissement, les valeurs calculées du facteur de sécurité sont supérieures à celles recommandées dans les règles de l'art.



**III.2.2.7 Influence de l'Angle de Frottement du Sol Surmontant le Talon**

Dans cette section, c'est l'angle de frottement interne du sol surmontant le talon qui est fait varier. Les résultats obtenus sont présentés graphiquement sur la figure III.36.



**Figure III.36:** Variation des facteurs de sécurité en fonction de la friction du sol surmontant le talon.

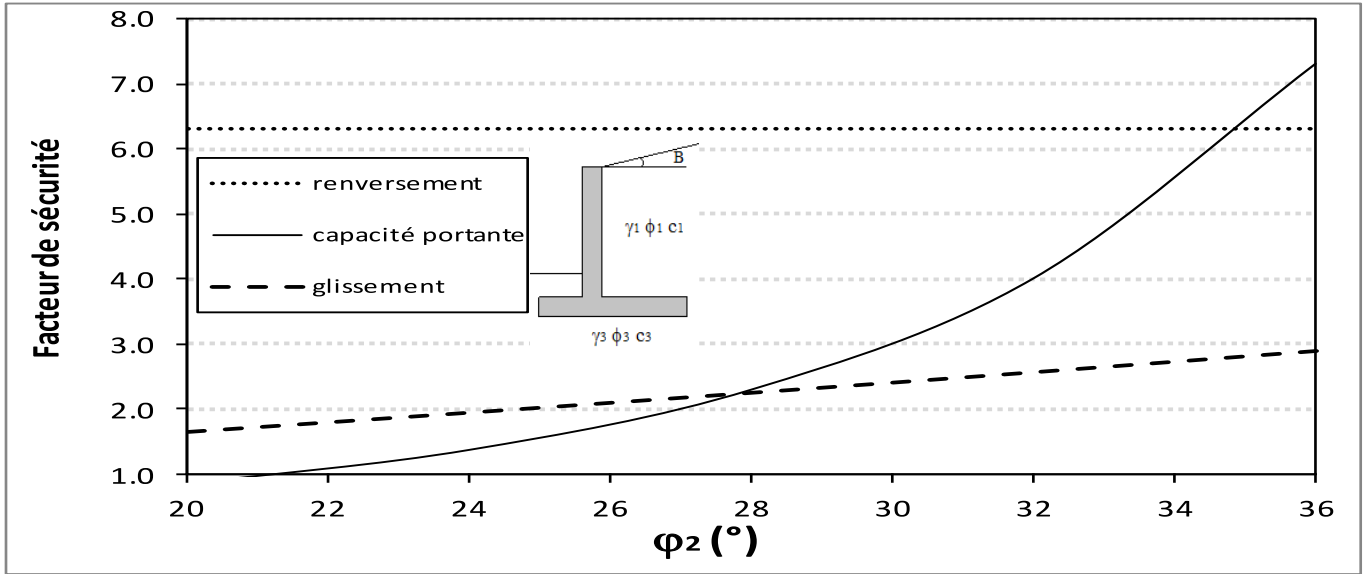
Les courbes montées en figure III.36 sont bien expressives. Leurs allures sont homothétiques, mais les variations sont assez distinctes. Les trois courbes démontrent un gain dans les trois types de stabilités lorsque  $\phi_1$  augmente. L'ordre  $FS_R > FS_P > FS_G$  est toujours maintenu.

Le seuil de stabilité recommandé dans les règles de conception des murs de soutènement, relatif au renversement est toujours vérifié. Celui relatif à la portance du sol est vérifié à partir de  $\phi_1 > 28^\circ$ . Enfin, celui relatif au glissement est vérifié pour  $\phi_1 > 24^\circ$ .

**III.2.2.8 Influence de l'Angle de Frottement Interne du Sol de Fondation**

Les paramètres  $\beta$ ,  $\phi_1$ ,  $\gamma_i$  et  $C_i$  sont, pour cette dernière série de calculs, maintenus fixes. Les trois facteurs de sécurité ( $FS_G$ ,  $FS_P$  et  $FS_R$ ) sont calculés en faisant varier l'angle de frottement du sol de fondation; autrement dit, le sol support. Les résultats obtenus sont présentés sur la figure III.37.





**Figure III.37:** Variation des facteurs de sécurité en fonction de la friction du sol de fondation.

Les résultats affichés dans la figure III.37 montrent une variation très remarquable de la stabilité vis-à-vis de la capacité portante du sol support avec le frottement  $\phi_3$ .  $FS_p$  atteint le seuil recommandé dans les prescriptions techniques une fois l'angle  $\phi_3$  franchit la valeur  $30^\circ$ . A l'opposé, la stabilité vis-à-vis du renversement est insensible au paramètre  $\phi_3$ , mais garde une valeur très sécuritaire:  $FS_R \approx 6.25$ . Le glissement du mur sur sa propre base est moyennement influé par la variation de  $\phi_3$ .

## CONCLUSION

Lors de l'étude des ouvrages de soutènement (Exemple : Cas des murs de soutènement) ; le concepteur doit tenir en compte de plusieurs facteurs influant sur le terme de stabilité tels que : La forme, les dimensions, les conditions du site ,la nature du chargement et la partie économique.

Cette conception, qui se base sur les hypothèses du théorème de l'équilibre limite (Exemple : Méthode de Rankine ou de Coulomb), ne soit pas valable sauf si les conditions vis-à-vis au renversement, le glissement et la capacité portante du sol sont vérifiées. Le choix d'utiliser la méthode de Rankine est fait en raison de quelques avantages donnés tels que la répartition triangulaire des contraintes, le long de la hauteur du mur (H), engendrées par la poussée du sol dont le point d'application de sa résultante prend (1/3) de cette hauteur.

Dans le cas d'un massif du sol comprend un talus faisant un angle ( $\beta$ ) ; nous avons remarqué dans les documentations un flou dans le calcul de la poussée par l'utilisation de la hauteur verticale au lieu de  $[H.\cos(\beta)]$  car l'hypothèse de Rankine a recommandé de prendre la même inclinaison ( $\beta$ ) pour la distribution du champ de contraintes derrière l'écran vertical proposé. De même façon, la contrainte créée par l'influence de la surcharge (Q) ne tient pas l'effet de la cohésion (c) ; une difficulté a apparu sur la décision d'utiliser la composante verticale due à la poussée (P) située au droit de l'écran vertical fictif. A cet effet et vu le manque des informations dans les documentations, nous recommandons de mettre, au futur, une étude comparative entre quelques codes du calcul professionnels connus pour bien localiser et définir ces genres de problèmes non traités aux documentations.

Tous les paramètres géométriques et géotechniques traités ont donné une influence bien claire sur la sensibilité du calcul des facteurs de sécurité. Avec les résultats illustrés ; les gens du domaine peuvent facilement former une idée sur les facteurs de base nécessaires pour la conception des murs de soutènement.

Les conséquences de ce travail présentent une plateforme, base de données, pour les futurs travaux destinés à la recherche en introduisant plusieurs phénomènes qui ont la capacité majeure de changer le comportement des murs de soutènement tels que : le séisme, l'écoulement des eaux... etc.

**REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

- **D. Gildas Sleeve Montcho, (2005)**, "Fondations profondes dimensionnement et conception d'un programme de calcul ", Projet de fin d'études, Université Chikh Anta Diop, Dakar.
- **M.BAZIZ. Karim, (2011)**, "effet de la variabilité des paramètres de calcul sur la stabilité des murs de soutènement", mémoire de Magister en génie civil, Université mouloud Mammeri, Tizi ouzou.
- **Meyerhof, (1953)**, The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads Proc 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, vol 1 pp 440-45
- **NF EN 1997 Eurocode 7, (1997)**, calcul géotechnique.
- **Romain Auray, (2010)**, Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux
- **Sam Helwany, (2007)**, Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications.
- **Y-Chrait, (2003)**, Calcul des ouvrages en béton armé.

**Les paramètres géométriques**

Les valeurs de calcul de l'influence du rapport  $\frac{B_1}{H}$

➤ Pour H=6 m

B=0.5H					
H	r=b1/H	b1	Fs r	Fs g	Fs c.p
6	0.010	0.060	12.393	4.284	4.898
6	0.020	0.120	12.407	4.225	5.149
6	0.030	0.180	12.413	4.165	5.421
6	0.040	0.240	12.410	4.106	5.710
6	0.050	0.300	12.399	4.046	6.033
6	0.060	0.360	12.379	3.987	6.379
6	0.070	0.420	12.350	3.927	6.756
6	0.080	0.480	12.313	3.867	6.754
6	0.090	0.540	12.267	3.808	6.542
6	0.100	0.600	12.213	3.748	6.351
6	0.110	0.660	12.150	3.689	6.180
6	0.120	0.720	12.079	3.629	6.026
6	0.130	0.780	11.999	3.570	5.887
6	0.140	0.840	11.911	3.510	5.762
6	0.150	0.900	11.814	3.451	5.649
6	0.160	0.960	11.709	3.391	5.547
6	0.170	1.020	11.595	3.332	5.455
6	0.180	1.080	11.472	3.272	5.373
6	0.190	1.140	11.341	3.213	5.300
6	0.200	1.200	11.202	3.153	5.234

B=0.6H					
H	r=b1/H	b1	Fs r	Fs g	fs c.p
6	0.010	0.060	17.777	5.115	6.113
6	0.020	0.120	17.791	5.056	6.394
6	0.030	0.180	17.797	4.996	6.695
6	0.040	0.240	17.794	4.937	7.019
6	0.050	0.300	17.782	4.877	7.369
6	0.060	0.360	17.762	4.814	7.745
6	0.070	0.420	17.734	4.758	7.867
6	0.080	0.480	17.697	4.699	7.649
6	0.090	0.540	17.651	4.639	7.450
6	0.100	0.600	17.597	4.580	7.268
6	0.110	0.660	17.534	4.520	7.102
6	0.120	0.720	17.463	4.461	6.951
6	0.130	0.780	17.383	4.401	6.812
6	0.140	0.840	17.295	4.341	6.685
6	0.150	0.900	17.198	4.282	6.568
6	0.160	0.960	17.092	4.222	6.462
6	0.170	1.020	16.979	4.163	6.364
6	0.180	1.080	16.856	4.103	6.275
6	0.190	1.140	16.725	4.044	6.194
6	0.200	1.200	16.585	3.984	6.119

B=0.7H					
H	r=b1/H	b1	Fs r	Fs g	Fs c.p
6	0.01	0.06	24.139	5.947	7.305
6	0.02	0.12	24.153	5.887	7.606
6	0.03	0.18	24.159	5.827	7.928
6	0.04	0.24	24.156	5.768	8.272
6	0.05	0.3	24.145	5.708	8.639
6	0.06	0.36	24.125	5.649	9.033
6	0.07	0.42	24.096	5.589	8.824
6	0.08	0.48	24.059	5.53	8.616
6	0.09	0.54	24.013	5.47	8.423
6	0.1	0.6	23.959	5.411	8.246
6	0.11	0.66	23.897	5.351	8.082
6	0.12	0.72	23.825	5.292	7.931
6	0.13	0.78	23.746	5.232	7.79
6	0.14	0.84	23.657	5.173	7.66
6	0.15	0.9	23.56	5.113	7.54
6	0.16	0.96	23.455	5.054	7.429
6	0.17	1.02	23.341	4.994	7.325
6	0.18	1.08	23.219	4.934	7.23
6	0.19	1.14	23.088	4.875	7.142
6	0.2	1.2	22.948	4.815	7.06

➤ Pour H=8m

B=0.5H					
H	r=b1/H	b1	Fs r	Fs g	Fs c.p
8	0.01	0.08	7.446	2.918	3.345
8	0.02	0.16	7.454	2.876	3.484
8	0.03	0.24	7.458	2.833	3.632
8	0.04	0.32	7.456	2.791	3.788
8	0.05	0.4	7.449	2.748	3.954
8	0.06	0.48	7.437	2.706	4.131
8	0.07	0.56	7.42	2.664	4.319
8	0.08	0.64	7.398	2.621	4.519
8	0.09	0.72	7.37	2.579	4.732
8	0.1	0.8	7.338	2.537	4.958
8	0.11	0.88	7.3	2.494	5.2
8	0.12	0.96	7.257	2.452	5.249
8	0.13	1.04	7.209	2.409	5.088
8	0.14	1.12	7.156	2.367	4.943
8	0.15	1.2	7.098	2.325	4.81
8	0.16	1.28	7.035	2.282	4.689
8	0.17	1.36	6.966	2.24	4.578
8	0.18	1.44	6.893	2.197	4.477
8	0.19	1.52	6.814	2.155	4.384
8	0.2	1.6	6.73	2.113	4.299

B=0.6H					
H	r=b1/H	b1	Fs r	Fs g	Fs c.p
8	0.01	0.08	10.68	3.483	4.454
8	0.02	0.16	10.689	3.441	4.63
8	0.03	0.24	10.692	3.399	4.816
8	0.04	0.32	10.691	3.356	5.013
8	0.05	0.4	10.684	3.314	5.223
8	0.06	0.48	10.672	3.271	5.446
8	0.07	0.56	10.655	3.229	5.683
8	0.08	0.64	10.632	3.187	5.937
8	0.09	0.72	10.605	3.144	6.207
8	0.1	0.8	10.572	3.102	6.336
8	0.11	0.88	10.535	3.059	6.16
8	0.12	0.96	10.492	3.017	5.998
8	0.13	1.04	10.444	2.975	5.849
8	0.14	1.12	10.391	2.932	5.711
8	0.15	1.2	10.333	2.89	5.585
8	0.16	1.28	10.269	2.848	5.468
8	0.17	1.36	10.201	2.805	5.36
8	0.18	1.44	10.127	2.763	5.259
8	0.19	1.52	10.049	2.72	5.166
8	0.2	1.6	9.965	2.678	5.08

B=0.7H					
H	r=b1/H	b1	Fs r	Fs g	Fs c.p
8	0.01	0.08	14.503	4.049	5.58
8	0.02	0.16	14.512	4.006	5.784
8	0.03	0.24	14.515	3.964	6.001
8	0.04	0.32	14.513	3.921	6.23
8	0.05	0.4	14.506	3.879	6.472
8	0.06	0.48	14.494	3.837	6.73
8	0.07	0.56	14.477	3.794	7.003
8	0.08	0.64	14.455	3.752	7.294
8	0.09	0.72	14.428	3.71	7.375
8	0.1	0.8	14.395	3.667	7.193
8	0.11	0.88	14.357	3.625	7.023
8	0.12	0.96	14.315	3.582	6.87
8	0.13	1.04	14.267	3.54	6.725
8	0.14	1.12	14.214	3.498	6.591
8	0.15	1.2	14.155	3.455	6.466
8	0.16	1.28	14.092	3.413	6.349
8	0.17	1.36	14.024	3.37	6.24
8	0.18	1.44	13.95	3.328	6.138
8	0.19	1.52	13.871	3.286	6.043
8	0.2	1.6	13.787	3.243	5.954

➤ Pour H=10m

B=0.5H					
H	r=b1/H	b1	Fs r	Fs g	Fs c.p
10	0.01	0.1	5.691	2.373	2.534
10	0.02	0.2	5.698	2.33	2.623
10	0.03	0.3	5.7	2.302	2.715
10	0.04	0.4	5.699	2.267	2.811
10	0.05	0.5	5.694	2.231	2.912
10	0.06	0.6	5.685	2.196	3.017
10	0.07	0.7	5.671	2.16	3.127
10	0.08	0.8	5.654	2.125	3.242
10	0.09	0.9	5.633	2.089	3.361
10	0.1	1	5.609	2.054	3.486
10	0.11	1.1	5.58	2.019	3.615
10	0.12	1.2	5.547	1.983	3.749
10	0.13	1.3	5.51	1.948	3.887
10	0.14	1.4	5.47	1.912	4.03
10	0.15	1.5	5.425	1.877	4.177
10	0.16	1.6	5.377	1.841	4.226
10	0.17	1.7	5.325	1.806	4.1
10	0.18	1.8	5.268	1.771	3.984
10	0.19	1.9	5.208	1.735	3.877
10	0.2	2	5.144	1.7	3.777

B=0.6H					
H	r=b1/H	b1	Fs r	Fs g	Fs c.p
10	0.01	0.1	8.164	2.832	3.542
10	0.02	0.2	8.17	2.797	3.664
10	0.03	0.3	8.173	2.761	3.793
10	0.04	0.4	8.171	2.726	3.929
10	0.05	0.5	8.166	2.691	4.072
10	0.06	0.6	8.157	2.655	4.222
10	0.07	0.7	8.144	2.62	4.38
10	0.08	0.8	8.127	2.584	4.547
10	0.09	0.9	8.106	2.549	4.722
10	0.1	1	8.081	2.513	4.907
10	0.11	1.1	8.052	2.478	5.103
10	0.12	1.2	8.019	2.442	5.309
10	0.13	1.3	7.983	2.407	5.295
10	0.14	1.4	7.942	2.372	5.149
10	0.15	1.5	7.898	2.336	5.013
10	0.16	1.6	7.849	2.301	4.888
10	0.17	1.7	7.797	2.265	4.772
10	0.18	1.8	7.741	2.23	4.663
10	0.19	1.9	7.681	2.194	4.562
10	0.2	2	7.617	2.159	4.467

B=0.7H					
H	r=b1/H	b1	Fs r	Fs g	Fs c.p
10	0.01	0.1	11.085	3.292	4.597
10	0.02	0.2	11.092	3.256	4.75
10	0.03	0.3	11.095	3.221	4.91
10	0.04	0.4	11.093	3.185	5.079
10	0.05	0.5	11.088	3.15	5.257
10	0.06	0.6	11.079	3.114	5.445
10	0.07	0.7	11.066	3.079	5.642
10	0.08	0.8	11.049	3.004	5.851
10	0.09	0.9	11.028	3.008	6.071
10	0.1	1	11.003	2.973	6.304
10	0.11	1.1	10.974	2.937	6.404
10	0.12	1.2	10.941	2.902	6.244
10	0.13	1.3	10.905	2.866	6.095
10	0.14	1.4	10.864	2.831	5.956
10	0.15	1.5	10.82	2.795	5.827
10	0.16	1.6	10.771	2.76	5.706
10	0.17	1.7	10.719	2.725	5.592
10	0.18	1.8	10.663	2.689	5.486
10	0.19	1.9	10.602	2.654	5.386
10	0.2	2	10.538	2.618	5.292

➤ Pour H=14m

H	B=0.5H				
	r=b1/H	b1	Fs r	Fs g	Fs c.p
14	0.01	0.14	4.3	1.906	1.742
14	0.02	0.28	4.305	1.876	1.788
14	0.03	0.42	4.307	1.847	1.834
14	0.04	0.56	4.306	1.817	1.881
14	0.05	0.7	4.302	1.788	1.929
14	0.06	0.84	4.295	1.759	1.978
14	0.07	0.98	4.285	1.729	2.028
14	0.08	1.12	4.272	1.7	2.078
14	0.09	1.26	4.257	1.67	2.128
14	0.1	1.4	4.238	1.641	2.178
14	0.11	1.54	4.216	1.612	2.228
14	0.12	1.68	4.191	1.582	2.277
14	0.13	1.82	4.164	1.553	2.325
14	0.14	1.96	4.133	1.523	2.372
14	0.15	2.1	4.099	1.494	2.417
14	0.16	2.24	4.063	1.465	2.459
14	0.17	2.38	4.023	1.435	2.498
14	0.18	2.52	3.981	1.406	2.532
14	0.19	2.66	3.935	1.376	2.562
14	0.2	2.8	3.887	1.347	2.586

H	B=0.6H				
	r=b1/H	b1	Fs r	Fs g	Fs c.p
14	0.01	0.14	6.168	2.274	2.606
14	0.02	0.28	6.173	2.245	2.68
14	0.03	0.42	6.175	2.215	2.757
14	0.04	0.56	6.174	2.186	2.837
14	0.05	0.7	6.17	2.156	2.92
14	0.06	0.84	6.163	2.127	3.005
14	0.07	0.98	6.153	2.098	3.094
14	0.08	1.12	6.14	2.068	3.186
14	0.09	1.26	6.125	2.039	3.281
14	0.1	1.4	6.106	2.009	3.379
14	0.11	1.54	6.084	1.98	3.481
14	0.12	1.68	6.059	1.951	3.585
14	0.13	1.82	6.032	1.921	3.693
14	0.14	1.96	6.001	1.892	3.804
14	0.15	2.1	5.967	1.862	3.917
14	0.16	2.24	5.931	1.833	4.034
14	0.17	2.38	5.891	1.804	4.111
14	0.18	2.52	5.849	1.774	3.991
14	0.19	2.66	5.803	1.745	3.879
14	0.2	2.8	5.755	1.715	3.774

H	B=0.7H				
	r=b1/H	b1	Fs r	Fs g	Fs c.p
14	0.01	0.14	8.376	2.642	3.553
14	0.02	0.28	8.381	2.613	3.656
14	0.03	0.42	8.383	2.584	3.762
14	0.04	0.56	8.382	2.554	3.873
14	0.05	0.7	8.378	2.525	3.989
14	0.06	0.84	8.371	2.495	4.11
14	0.07	0.98	8.361	2.466	4.236
14	0.08	1.12	8.348	2.437	4.367
14	0.09	1.26	8.332	2.407	4.504
14	0.1	1.4	8.314	2.378	4.648
14	0.11	1.54	8.292	2.348	4.797
14	0.12	1.68	8.267	2.319	4.954
14	0.13	1.82	8.239	2.29	5.117
14	0.14	1.96	8.209	2.26	5.235
14	0.15	2.1	8.175	2.231	5.099
14	0.16	2.24	8.139	2.201	4.972
14	0.17	2.38	8.099	2.172	4.852
14	0.18	2.52	8.057	2.143	4.74
14	0.19	2.66	8.011	2.113	4.633
14	0.2	2.8	7.963	2.084	4.533



➤ Pour H=16m

H	B=0.5H				
	r=b1/H	b1	F <sub>s r</sub>	F <sub>s g</sub>	F <sub>s c.p</sub>
16	0.01	0.16	3.96	1.785	1.526
16	0.02	0.32	3.964	1.757	1.561
16	0.03	0.48	3.966	1.729	1.596
16	0.04	0.64	3.965	1.702	1.632
16	0.05	0.8	3.962	1.674	1.668
16	0.06	0.96	3.955	1.646	1.704
16	0.07	1.12	3.946	1.618	1.74
16	0.08	1.28	3.934	1.59	1.775
16	0.09	1.44	3.92	1.562	1.81
16	0.1	1.6	3.902	1.535	1.845
16	0.11	1.76	3.882	1.507	1.878
16	0.12	1.92	3.86	1.479	1.91
16	0.13	2.08	3.834	1.451	1.94
16	0.14	2.24	3.806	1.423	1.969
16	0.15	2.4	3.775	1.395	1.994
16	0.16	2.56	3.741	1.368	2.017
16	0.17	2.72	3.705	1.34	2.035
16	0.18	2.88	3.666	1.312	2.05
16	0.19	3.04	3.624	1.284	2.06
16	0.2	3.2	3.579	1.256	2.064

H	B=0.6H				
	r=b1/H	b1	F <sub>s r</sub>	F <sub>s g</sub>	F <sub>s c.p</sub>
16	0.01	0.16	5.68	2.13	2.34
16	0.02	0.32	5.685	2.102	2.402
16	0.03	0.48	5.686	2.074	2.465
16	0.04	0.64	5.685	2.047	2.531
16	0.05	0.8	5.682	2.019	2.598
16	0.06	0.96	5.675	1.991	2.668
16	0.07	1.12	5.666	1.963	2.739
16	0.08	1.28	5.654	1.935	2.813
16	0.09	1.44	5.64	1.907	2.888
16	0.1	1.6	5.622	1.88	2.965
16	0.11	1.76	5.602	1.852	3.045
16	0.12	1.92	5.58	1.824	3.126
16	0.13	2.08	5.554	1.796	3.208
16	0.14	2.24	5.526	1.768	3.292
16	0.15	2.4	5.495	1.74	3.377
16	0.16	2.56	5.461	1.713	3.463
16	0.17	2.72	5.425	1.685	3.55
16	0.18	2.88	5.386	1.657	3.636
16	0.19	3.04	5.344	1.629	3.666
16	0.2	3.2	5.299	1.601	3.556

H	B=0.7H				
	r=b1/H	b1	F <sub>s r</sub>	F <sub>s g</sub>	F <sub>s c.p</sub>
16	0.01	0.16	7.713	2.475	3.249
16	0.02	0.32	7.717	2.447	3.337
16	0.03	0.48	7.719	2.419	3.429
16	0.04	0.64	7.718	2.392	3.524
16	0.05	0.8	7.715	2.364	3.623
16	0.06	0.96	7.708	2.336	3.726
16	0.07	1.12	7.699	2.308	3.833
16	0.08	1.28	7.687	2.28	3.945
16	0.09	1.44	7.673	2.252	4.06
16	0.1	1.6	7.655	2.225	4.18
16	0.11	1.76	7.635	2.197	4.305
16	0.12	1.92	7.613	2.169	4.435
16	0.13	2.08	7.587	2.141	4.57
16	0.14	2.24	7.559	2.113	4.71
16	0.15	2.4	7.528	2.085	4.855
16	0.16	2.56	7.494	2.058	4.742
16	0.17	2.72	7.458	2.03	4.62
16	0.18	2.88	7.419	2.002	4.505
16	0.19	3.04	7.377	1.974	4.397
16	0.2	3.2	7.332	1.946	4.294



➤ Pour H=20m

H	B=0.5H				
	r=b1/H	b1	F <sub>s r</sub>	F <sub>s g</sub>	F <sub>s c.p</sub>
20	0.01	0.2	3.541	1.633	1.247
20	0.02	0.4	3.545	1.607	1.27
20	0.03	0.6	3.547	1.581	1.292
20	0.04	0.8	3.546	1.555	1.314
20	0.05	1	3.543	1.529	1.336
20	0.06	1.2	3.537	1.503	1.357
20	0.07	1.4	3.529	1.478	1.378
20	0.08	1.6	3.518	1.452	1.397
20	0.09	1.8	3.505	1.426	1.416
20	0.1	2	3.49	1.4	1.433
20	0.11	2.2	3.472	1.374	1.448
20	0.12	2.4	3.451	1.349	1.462
20	0.13	2.6	3.429	1.323	1.473
20	0.14	2.8	3.403	1.297	1.482
20	0.15	3	3.376	1.271	1.488
20	0.16	3.2	3.346	1.245	1.491
20	0.17	3.4	3.313	1.219	1.49
20	0.18	3.6	3.278	1.194	1.486
20	0.19	3.8	3.241	1.168	1.477
20	0.2	4	3.201	1.142	1.463

H	B=0.6H				
	r=b1/H	b1	F <sub>s r</sub>	F <sub>s g</sub>	F <sub>s c.p</sub>
20	0.01	0.2	5.079	1.948	1.99
20	0.02	0.4	5.083	1.922	2.036
20	0.03	0.6	5.085	1.896	2.083
20	0.04	0.8	5.084	1.871	2.131
20	0.05	1	5.081	1.845	2.18
20	0.06	1.2	5.075	1.819	2.23
20	0.07	1.4	5.067	1.793	2.28
20	0.08	1.6	5.056	1.767	2.332
20	0.09	1.8	5.043	1.741	2.384
20	0.1	2	5.028	1.716	2.436
20	0.11	2.2	5.01	1.69	2.49
20	0.12	2.4	4.99	1.664	2.543
20	0.13	2.6	4.967	1.638	2.596
20	0.14	2.8	4.942	1.612	2.649
20	0.15	3	4.914	1.586	2.702
20	0.16	3.2	4.884	1.561	2.754
20	0.17	3.4	4.851	1.535	2.804
20	0.18	3.6	4.816	1.509	2.853
20	0.19	3.8	4.779	1.483	2.9
20	0.2	4	4.739	1.457	2.994

H	B=0.7H				
	r=b1/H	b1	F <sub>s r</sub>	F <sub>s g</sub>	F <sub>s c.p</sub>
20	0.01	0.2	6.897	2.263	2.841
20	0.02	0.4	6.901	2.238	2.912
20	0.03	0.6	6.903	2.212	2.985
20	0.04	0.8	6.902	2.186	3.06
20	0.05	1	6.899	2.16	3.138
20	0.06	1.2	6.839	2.134	3.219
20	0.07	1.4	6.885	2.108	3.302
20	0.08	1.6	6.874	2.083	3.388
20	0.09	1.8	6.861	2.057	3.476
20	0.1	2	6.846	2.031	3.568
20	0.11	2.2	6.828	2.005	3.662
20	0.12	2.4	6.808	1.979	3.759
20	0.13	2.6	6.785	1.953	3.859
20	0.14	2.8	6.759	1.928	3.962
20	0.15	3	6.732	1.902	4.068
20	0.16	3.2	6.702	1.876	4.176
20	0.17	3.4	6.669	1.85	4.288
20	0.18	3.6	6.634	1.824	4.174
20	0.19	3.8	6.597	1.799	4.062
20	0.2	4	6.557	1.773	3.957

Les valeurs de calcul de l'influence du rapport  $\frac{B_2}{H}$

➤ Pour H=6

B=0.5H					
H	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
6	0.01	0.06	11.837	3.579	6.163
6	0.02	0.12	11.868	3.598	6.201
6	0.03	0.18	11.902	3.617	6.235
6	0.04	0.24	11.938	3.636	6.265
6	0.05	0.3	11.977	3.654	6.29
6	0.06	0.36	12.019	3.673	6.311
6	0.07	0.42	12.063	3.692	6.328
6	0.08	0.48	12.111	3.711	6.34
6	0.09	0.54	12.161	3.73	6.348
6	0.1	0.6	12.213	3.748	6.351
6	0.11	0.66	12.268	3.767	6.35
6	0.12	0.72	12.326	3.786	6.344
6	0.13	0.78	12.38	3.805	6.335
6	0.14	0.84	12.45	3.824	6.321
6	0.15	0.9	12.516	3.842	6.302
6	0.16	0.96	12.585	3.861	6.28
6	0.17	1.02	12.657	3.88	6.254
6	0.18	1.08	12.731	3.899	6.224
6	0.19	1.14	12.808	3.918	6.19
6	0.2	1.2	12.887	3.936	6.153

B=0.6H					
H	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
6	0.01	0.06	17.221	4.41	7.029
6	0.02	0.12	17.252	4.429	7.068
6	0.03	0.18	17.285	4.448	7.104
6	0.04	0.24	17.322	4.467	7.137
6	0.05	0.3	17.361	4.486	7.167
6	0.06	0.36	17.403	4.504	7.194
6	0.07	0.42	17.447	4.523	7.217
6	0.08	0.48	17.494	4.542	7.238
6	0.09	0.54	17.544	4.561	7.254
6	0.1	0.6	17.597	4.58	7.268
6	0.11	0.66	17.652	4.598	7.273
6	0.12	0.72	17.71	4.617	7.285
6	0.13	0.78	17.771	4.636	7.289
6	0.14	0.84	17.834	4.655	7.289
6	0.15	0.9	17.9	4.674	7.285
6	0.16	0.96	17.969	4.692	7.279
6	0.17	1.02	18.04	4.711	7.269
6	0.18	1.08	18.115	4.73	7.256
6	0.19	1.14	18.191	4.749	7.24
6	0.2	1.2	18.271	4.768	7.22

B=0.7H					
H	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
6	0.01	0.06	23.583	5.242	7.973
6	0.02	0.12	23.614	5.26	8.013
6	0.03	0.18	23.648	5.279	8.051
6	0.04	0.24	23.648	5.298	8.086
6	0.05	0.3	23.723	5.317	8.119
6	0.06	0.36	23.765	5.336	8.15
6	0.07	0.42	23.81	5.354	8.178
6	0.08	0.48	23.857	5.373	8.203
6	0.09	0.54	23.907	5.392	8.226
6	0.1	0.6	23.959	5.411	8.246
6	0.11	0.66	24.015	5.43	8.263
6	0.12	0.72	24.073	5.448	8.278
6	0.13	0.78	24.133	5.467	8.29
6	0.14	0.84	24.197	5.486	8.299
6	0.15	0.9	24.263	5.505	8.305
6	0.16	0.96	24.331	5.524	8.309
6	0.17	1.02	24.403	5.542	8.31
6	0.18	1.08	24.477	5.561	8.308
6	0.19	1.14	24.554	5.58	8.303
6	0.2	1.2	24.633	5.599	8.296

➤ Pour H=8

H	B=0.5H				
	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
8	0.01	0.08	7.112	2.416	5.377
8	0.02	0.16	7.13	2.429	5.322
8	0.03	0.24	7.151	2.443	5.259
8	0.04	0.32	7.172	2.456	5.202
8	0.05	0.4	7.196	2.47	5.149
8	0.06	0.48	7.221	2.483	5.102
8	0.07	0.56	7.248	2.496	5.06
8	0.08	0.64	7.276	2.51	5.022
8	0.09	0.72	7.306	2.523	4.988
8	0.1	0.8	7.338	2.537	4.958
8	0.11	0.88	7.371	2.55	4.933
8	0.12	0.96	7.406	2.563	4.91
8	0.13	1.04	7.442	2.577	4.892
8	0.14	1.12	7.48	2.59	4.876
8	0.15	1.2	7.52	2.603	4.865
8	0.16	1.28	7.561	2.617	4.856
8	0.17	1.36	7.604	2.63	4.851
8	0.18	1.44	7.649	2.644	4.848
8	0.19	1.52	7.695	2.657	4.849
8	0.2	1.6	7.743	2.67	4.853

H	B=0.6H				
	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
8	0.01	0.08	10.346	2.981	6.06
8	0.02	0.16	10.365	2.995	6.103
8	0.03	0.24	10.385	3.008	6.143
8	0.04	0.32	10.407	3.022	6.18
8	0.05	0.4	10.431	3.035	6.214
8	0.06	0.48	10.456	3.048	6.245
8	0.07	0.56	10.482	3.062	6.273
8	0.08	0.64	10.511	3.075	6.297
8	0.09	0.72	10.541	3.088	6.318
8	0.1	0.8	10.572	3.102	6.336
8	0.11	0.88	10.606	3.115	6.351
8	0.12	0.96	10.64	3.129	6.362
8	0.13	1.04	10.677	3.142	6.364
8	0.14	1.12	10.715	3.155	6.327
8	0.15	1.2	10.755	3.169	6.294
8	0.16	1.28	10.796	3.182	6.265
8	0.17	1.36	10.839	3.196	6.238
8	0.18	1.44	10.883	3.209	6.215
8	0.19	1.52	10.93	3.22	6.196
8	0.2	1.6	10.977	3.236	6.179

H	B=0.7H				
	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
8	0.01	0.08	14.169	3.547	6.898
8	0.02	0.16	14.188	3.56	6.94
8	0.03	0.24	14.208	3.573	6.98
8	0.04	0.32	14.23	3.587	7.018
8	0.05	0.4	14.253	3.6	7.053
8	0.06	0.48	14.278	3.614	7.086
8	0.07	0.56	14.305	3.627	7.117
8	0.08	0.64	14.333	3.64	7.145
8	0.09	0.72	14.363	3.654	7.17
8	0.1	0.8	14.395	3.667	7.193
8	0.11	0.88	14.428	3.681	7.214
8	0.12	0.96	14.463	3.694	7.232
8	0.13	1.04	14.499	3.707	7.247
8	0.14	1.12	14.538	3.721	7.26
8	0.15	1.2	14.577	3.734	7.269
8	0.16	1.28	14.619	3.747	7.277
8	0.17	1.36	14.662	3.761	7.281
8	0.18	1.44	14.706	3.774	7.283
8	0.19	1.52	14.752	3.788	7.283
8	0.2	1.6	14.8	3.801	7.279

➤ Pour H=10

H	B=0.5H				
	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
10	0.01	0.1	5.436	1.953	3.691
10	0.02	0.2	5.45	1.965	3.657
10	0.03	0.3	5.466	1.976	3.626
10	0.04	0.4	5.482	1.987	3.598
10	0.05	0.5	5.5	1.998	3.573
10	0.06	0.6	5.519	2.009	3.55
10	0.07	0.7	5.54	2.02	3.53
10	0.08	0.8	5.562	2.032	3.513
10	0.09	0.9	5.584	2.043	3.498
10	0.1	1	5.609	2.054	3.486
10	0.11	1.1	5.634	2.065	3.475
10	0.12	1.2	5.661	2.076	3.467
10	0.13	1.3	5.688	2.088	3.461
10	0.14	1.4	5.718	2.099	3.457
10	0.15	1.5	5.748	2.11	3.455
10	0.16	1.6	5.78	2.121	3.455
10	0.17	1.7	5.812	2.132	3.456
10	0.18	1.8	5.846	2.144	3.46
10	0.19	1.9	5.882	2.155	3.466
10	0.2	2	5.918	2.166	3.473

H	B=0.6H				
	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
10	0.01	0.1	7.908	2.413	5.304
10	0.02	0.2	7.922	2.424	5.245
10	0.03	0.3	7.938	2.435	5.19
10	0.04	0.4	7.955	2.446	5.14
10	0.05	0.5	7.973	2.457	5.093
10	0.06	0.6	7.992	2.469	5.049
10	0.07	0.7	8.012	2.48	5.009
10	0.08	0.8	8.034	2.491	4.972
10	0.09	0.9	8.057	2.502	4.938
10	0.1	1	8.081	2.513	4.907
10	0.11	1.1	8.106	2.525	4.879
10	0.12	1.2	8.133	2.536	4.853
10	0.13	1.3	8.161	2.547	4.83
10	0.14	1.4	8.19	2.558	4.809
10	0.15	1.5	8.22	2.569	4.791
10	0.16	1.6	8.252	2.58	4.775
10	0.17	1.7	8.285	2.592	4.761
10	0.18	1.8	8.319	2.603	4.749
10	0.19	1.9	8.354	2.614	4.74
10	0.2	2	8.391	2.625	4.732

H	B=0.7H				
	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
10	0.01	0.1	10.83	2.872	6.264
10	0.02	0.2	10.844	2.883	6.308
10	0.03	0.3	10.86	2.894	6.35
10	0.04	0.4	10.876	2.906	6.389
10	0.05	0.5	10.896	2.917	6.426
10	0.06	0.6	10.914	2.928	6.461
10	0.07	0.7	10.934	2.939	6.455
10	0.08	0.8	10.956	2.95	6.401
10	0.09	0.9	10.979	2.961	6.351
10	0.1	1	11.003	2.973	6.304
10	0.11	1.1	11.028	2.984	6.26
10	0.12	1.2	11.055	2.995	6.218
10	0.13	1.3	11.083	3.006	6.18
10	0.14	1.4	11.112	3.017	6.144
10	0.15	1.5	11.142	3.029	6.111
10	0.16	1.6	11.174	3.04	6.08
10	0.17	1.7	11.206	3.051	6.052
10	0.18	1.8	11.241	3.062	6.026
10	0.19	1.9	11.276	3.072	6.003
10	0.2	2	11.312	3.085	5.981

➤ Pour H=14 m

H	B=0.5H				
	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
14	0.01	0.14	4.107	1.557	2.229
14	0.02	0.28	4.118	1.567	2.219
14	0.03	0.42	4.13	1.576	2.209
14	0.04	0.56	4.142	1.585	2.201
14	0.05	0.7	4.156	1.595	2.194
14	0.06	0.84	4.17	1.604	2.189
14	0.07	0.98	4.186	1.613	2.184
14	0.08	1.12	4.202	1.622	2.181
14	0.09	1.26	4.22	1.632	2.179
14	0.1	1.4	4.238	1.641	2.178
14	0.11	1.54	4.257	1.65	2.178
14	0.12	1.68	4.277	1.66	2.179
14	0.13	1.82	4.298	1.669	2.181
14	0.14	1.96	4.32	1.678	2.185
14	0.15	2.1	4.343	1.687	2.189
14	0.16	2.24	4.367	1.697	2.194
14	0.17	2.38	4.392	1.706	2.2
14	0.18	2.52	4.417	1.715	2.207
14	0.19	2.66	4.444	1.725	2.215
14	0.2	2.8	4.472	1.734	2.224

H	B=0.6H				
	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
14	0.01	0.14	5.975	1.926	3.565
14	0.02	0.28	5.986	1.935	3.537
14	0.03	0.42	5.998	1.944	3.51
14	0.04	0.56	6.01	1.954	3.486
14	0.05	0.7	6.024	1.963	3.464
14	0.06	0.84	6.038	1.972	3.444
14	0.07	0.98	6.054	1.982	3.425
14	0.08	1.12	6.07	1.991	3.408
14	0.09	1.26	6.088	2	3.393
14	0.1	1.4	6.106	2.009	3.379
14	0.11	1.54	6.125	2.019	3.367
14	0.12	1.68	6.145	2.028	3.356
14	0.13	1.82	6.166	2.037	3.347
14	0.14	1.96	6.188	2.047	3.339
14	0.15	2.1	6.211	2.056	3.333
14	0.16	2.24	6.235	2.065	3.327
14	0.17	2.38	6.26	2.074	3.324
14	0.18	2.52	6.285	2.084	3.321
14	0.19	2.66	6.312	2.093	3.319
14	0.2	2.8	6.34	2.102	3.319

H	B=0.7H				
	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
14	0.01	0.14	8.183	2.294	4.97
14	0.02	0.28	8.194	2.304	4.924
14	0.03	0.42	8.205	2.313	4.881
14	0.04	0.56	8.218	2.322	4.841
14	0.05	0.7	8.232	2.331	4.803
14	0.06	0.84	8.246	2.341	4.768
14	0.07	0.98	8.262	2.35	4.735
14	0.08	1.12	8.278	2.359	4.704
14	0.09	1.26	8.295	2.369	4.675
14	0.1	1.4	8.314	2.378	4.648
14	0.11	1.54	8.33	2.387	4.622
14	0.12	1.68	8.353	2.396	4.599
14	0.13	1.82	8.374	2.406	4.578
14	0.14	1.96	8.396	2.415	4.558
14	0.15	2.1	8.419	2.424	4.54
14	0.16	2.24	8.443	2.434	4.523
14	0.17	2.38	8.467	2.443	4.508
14	0.18	2.52	8.493	2.452	4.494
14	0.19	2.66	8.52	2.461	4.482
14	0.2	2.8	8.547	2.471	4.472

➤ Pour H=16 m

B=0.5H					
H	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
16	0.01	0.16	3.782	1.456	1.866
16	0.02	0.32	3.792	1.464	1.859
16	0.03	0.48	3.803	1.473	1.854
16	0.04	0.64	3.814	1.482	1.85
16	0.05	0.8	3.827	1.491	1.847
16	0.06	0.96	3.84	1.499	1.845
16	0.07	1.12	3.854	1.508	1.844
16	0.08	1.28	3.87	1.517	1.843
16	0.09	1.44	3.886	1.526	1.843
16	0.1	1.6	3.902	1.535	1.845
16	0.11	1.76	3.92	1.543	1.847
16	0.12	1.92	3.938	1.552	1.85
16	0.13	2.08	3.958	1.561	1.853
16	0.14	2.24	3.978	1.57	1.858
16	0.15	2.4	3.999	1.579	1.863
16	0.16	2.56	4.021	1.587	1.869
16	0.17	2.72	4.044	1.596	1.876
16	0.18	2.88	4.068	1.605	1.884
16	0.19	3.04	4.092	1.614	1.892
16	0.2	3.2	4.118	1.622	1.902

B=0.6H					
H	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
16	0.01	0.16	5.502	1.801	3.103
16	0.02	0.32	5.512	1.809	3.081
16	0.03	0.48	5.523	1.818	3.062
16	0.04	0.64	5.535	1.827	3.043
16	0.05	0.8	5.547	1.836	3.027
16	0.06	0.96	5.56	1.844	3.012
16	0.07	1.12	5.575	1.853	2.998
16	0.08	1.28	5.59	1.862	2.986
16	0.09	1.44	5.606	1.871	2.975
16	0.1	1.6	5.622	1.88	2.965
16	0.11	1.76	5.64	1.888	2.957
16	0.12	1.92	5.659	1.897	2.95
16	0.13	2.08	5.678	1.906	2.966
16	0.14	2.24	5.698	1.915	2.939
16	0.15	2.4	5.719	1.924	2.935
16	0.16	2.56	5.741	1.932	2.933
16	0.17	2.72	5.764	1.941	2.931
16	0.18	2.88	5.788	1.95	2.93
16	0.19	3.04	5.812	1.959	2.931
16	0.2	3.2	5.838	1.967	2.932

B=0.7H					
H	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
16	0.01	0.16	7.535	2.146	4.444
16	0.02	0.32	7.545	2.154	4.406
16	0.03	0.48	7.556	2.163	4.371
16	0.04	0.64	7.568	2.172	4.338
16	0.05	0.8	7.58	2.181	4.307
16	0.06	0.96	7.593	2.189	4.278
16	0.07	1.12	7.608	2.198	4.251
16	0.08	1.28	7.623	2.207	4.226
16	0.09	1.44	7.639	2.216	4.202
16	0.1	1.6	7.655	2.225	4.18
16	0.11	1.76	7.673	2.233	4.16
16	0.12	1.92	7.692	2.242	4.141
16	0.13	2.08	7.711	2.251	4.124
16	0.14	2.24	7.731	2.26	4.108
16	0.15	2.4	7.752	2.269	4.094
16	0.16	2.56	7.774	2.277	4.081
16	0.17	2.72	7.797	2.286	4.069
16	0.18	2.88	7.821	2.295	4.059
16	0.19	3.04	7.845	2.304	4.05
16	0.2	3.2	7.871	2.312	4.042



➤ Pour H=20 m

H	B=0.5H				
	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
20	0.01	0.2	3.382	1.327	1.422
20	0.02	0.4	3.391	1.335	1.421
20	0.03	0.6	3.401	1.343	1.42
20	0.04	0.8	3.411	1.351	1.42
20	0.05	1	3.422	1.359	1.421
20	0.06	1.2	3.434	1.368	1.422
20	0.07	1.4	3.447	1.376	1.424
20	0.08	1.6	3.46	1.384	1.426
20	0.09	1.8	3.475	1.392	1.429
20	0.1	2	3.49	1.4	1.433
20	0.11	2.2	3.505	1.408	1.437
20	0.12	2.4	3.522	1.417	1.442
20	0.13	2.6	3.539	1.425	1.447
20	0.14	2.8	3.557	1.433	1.453
20	0.15	3	3.576	1.441	1.459
20	0.16	3.2	3.596	1.449	1.466
20	0.17	3.4	3.616	1.457	1.473
20	0.18	3.6	3.638	1.465	1.481
20	0.19	3.8	3.6	1.474	1.49
20	0.2	4	3.682	1.482	1.499

H	B=0.6H				
	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
20	0.01	0.2	4.92	1.642	2.517
20	0.02	0.4	4.929	1.65	2.504
20	0.03	0.6	4.939	1.658	2.492
20	0.04	0.8	4.949	1.667	2.481
20	0.05	1	4.96	1.675	2.471
20	0.06	1.2	4.972	1.683	2.462
20	0.07	1.4	4.985	1.691	2.454
20	0.08	1.6	4.999	1.699	2.447
20	0.09	1.8	5.013	1.707	2.441
20	0.1	2	5.028	1.716	2.436
20	0.11	2.2	5.044	1.724	2.432
20	0.12	2.4	5.06	1.732	2.429
20	0.13	2.6	5.078	1.74	2.427
20	0.14	2.8	5.096	1.748	2.426
20	0.15	3	5.115	1.756	2.425
20	0.16	3.2	5.134	1.765	2.425
20	0.17	3.4	5.155	1.773	2.426
20	0.18	3.6	5.176	1.781	2.428
20	0.19	3.8	5.198	1.789	2.431
20	0.2	4	5.22	1.797	2.434

H	B=0.7H				
	r=B2/H	b2	Fs	Fs g	Fs c.p
20	0.01	0.2	6.738	1.958	3.759
20	0.02	0.4	6.747	1.966	3.731
20	0.03	0.6	6.757	1.974	3.706
20	0.04	0.8	6.767	1.982	3.681
20	0.05	1	6.778	1.99	3.659
20	0.06	1.2	6.79	1.998	3.638
20	0.07	1.4	6.803	2.006	3.618
20	0.08	1.6	6.817	2.015	3.6
20	0.09	1.8	6.831	2.023	3.583
20	0.1	2	6.846	2.031	3.568
20	0.11	2.2	6.862	2.039	3.553
20	0.12	2.4	6.873	2.047	3.54
20	0.13	2.6	6.895	2.055	3.528
20	0.14	2.8	6.914	2.064	3.518
20	0.15	3	6.932	2.072	3.508
20	0.16	3.2	6.952	2.08	3.499
20	0.17	3.4	6.973	2.088	3.492
20	0.18	3.6	6.994	2.096	3.485
20	0.19	3.8	7.016	2.104	3.48
20	0.2	4	7.038	2.113	3.475

Les valeurs de calcul de l'influence du rapport  $\frac{H_1}{H}$

➤ Pour H=6 m

		B=0.5H			
H	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
6	0,01	0,06	11,874	3,614	6,264
6	0,02	0,12	11,911	3,629	6,274
6	0,03	0,18	11,949	3,644	6,284
6	0,04	0,24	11,987	3,659	6,294
6	0,05	0,3	12,025	3,674	6,304
6	0,06	0,36	12,062	3,689	6,314
6	0,07	0,42	12,1	3,704	6,323
6	0,08	0,48	12,138	3,718	6,333
6	0,09	0,54	12,175	3,733	6,342
6	0,1	0,6	12,213	3,748	6,351
6	0,11	0,66	12,251	3,763	6,36
6	0,12	0,72	12,289	3,778	6,369
6	0,13	0,78	12,326	3,793	6,378
6	0,14	0,84	12,364	3,808	6,387
6	0,15	0,9	12,402	3,823	6,395
6	0,16	0,96	12,439	3,838	6,404
6	0,17	1,02	12,477	3,853	6,412
6	0,18	1,08	12,515	3,868	6,421
6	0,19	1,14	12,552	3,883	6,429
6	0,2	1,2	12,59	3,898	6,437

		B=0.6H			
H	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
6	0,01	0,06	17,109	4,426	7,226
6	0,02	0,12	17,163	4,443	7,229
6	0,03	0,18	17,217	4,46	7,234
6	0,04	0,24	17,272	4,477	7,239
6	0,05	0,3	17,326	4,494	7,244
6	0,06	0,36	17,38	4,511	7,249
6	0,07	0,42	17,434	4,528	7,254
6	0,08	0,48	17,488	4,545	7,259
6	0,09	0,54	17,543	4,563	7,264
6	0,1	0,6	17,597	4,58	7,268
6	0,11	0,66	17,651	4,597	7,272
6	0,12	0,72	17,705	4,614	7,277
6	0,13	0,78	17,759	4,631	7,281
6	0,14	0,84	17,813	4,648	7,285
6	0,15	0,9	17,868	4,667	7,289
6	0,16	0,96	17,922	4,682	7,293
6	0,17	1,02	17,976	4,699	7,297
6	0,18	1,08	18,03	4,716	7,301
6	0,19	1,14	18,084	4,733	7,305
6	0,2	1,2	18,139	4,75	7,308

		B=0.7H			
H	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
6	0,01	0,06	23,296	5,238	8,238
6	0,02	0,12	23,37	5,258	8,239
6	0,03	0,18	23,444	5,277	8,24
6	0,04	0,24	23,517	5,296	8,241
6	0,05	0,3	23,591	5,315	8,242
6	0,06	0,36	23,665	5,334	8,243
6	0,07	0,42	23,738	5,353	8,244
6	0,08	0,48	23,812	5,372	8,245
6	0,09	0,54	23,886	5,392	8,246
6	0,1	0,6	23,959	5,411	8,246
6	0,11	0,66	24,033	5,43	8,247
6	0,12	0,72	24,107	5,449	8,247
6	0,13	0,78	24,18	5,468	8,247
6	0,14	0,84	24,254	5,487	8,248
6	0,15	0,9	24,328	5,506	8,248
6	0,16	0,96	24,401	5,526	8,248
6	0,17	1,02	24,475	5,545	8,248
6	0,18	1,08	24,549	5,564	8,248
6	0,19	1,14	24,622	5,583	8,248
6	0,2	1,2	24,696	5,602	8,248



➤ Pour H=8 m

B=0.5H					
H	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
8	0,01	0,08	7,134	2,441	5,236
8	0,02	0,16	7,157	2,451	5,203
8	0,03	0,24	7,179	2,462	5,171
8	0,04	0,32	7,202	2,473	5,139
8	0,05	0,4	7,224	2,483	5,108
8	0,06	0,48	7,247	2,494	5,077
8	0,07	0,56	7,27	2,505	5,047
8	0,08	0,64	7,292	2,515	5,017
8	0,09	0,72	7,315	2,526	4,988
8	0,1	0,8	7,338	2,537	4,958
8	0,11	0,88	7,36	2,547	4,93
8	0,12	0,96	7,383	2,558	4,901
8	0,13	1,04	7,406	2,568	4,873
8	0,14	1,12	7,428	2,579	4,846
8	0,15	1,2	7,451	2,59	4,819
8	0,16	1,28	7,474	2,6	4,792
8	0,17	1,36	7,496	2,611	4,765
8	0,18	1,44	7,519	2,622	4,739
8	0,19	1,52	7,542	2,632	4,713
8	0,2	1,6	7,564	2,643	4,688

B=0.6H					
H	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
8	0,01	0,08	10,279	2,993	6,253
8	0,02	0,16	10,312	3,005	6,263
8	0,03	0,24	10,344	3,017	6,273
8	0,04	0,32	10,377	3,029	6,282
8	0,05	0,4	10,41	3,041	6,292
8	0,06	0,48	10,442	3,053	6,301
8	0,07	0,56	10,475	3,065	6,31
8	0,08	0,64	10,507	3,078	6,319
8	0,09	0,72	10,54	3,09	6,328
8	0,1	0,8	10,572	3,102	6,336
8	0,11	0,88	10,605	3,114	6,345
8	0,12	0,96	10,637	3,126	6,353
8	0,13	1,04	10,67	3,138	6,362
8	0,14	1,12	10,703	3,15	6,344
8	0,15	1,2	10,735	3,163	6,307
8	0,16	1,28	10,768	3,175	6,271
8	0,17	1,36	10,8	3,187	6,235
8	0,18	1,44	10,833	3,199	6,2
8	0,19	1,52	10,8655	3,211	6,165
8	0,2	1,6	10,898	3,223	6,13

B=0.7H					
H	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
8	0,01	0,08	13,997	3,544	7,147
8	0,02	0,16	14,041	3,558	7,153
8	0,03	0,24	14,085	3,572	7,158
8	0,04	0,32	14,129	3,585	7,164
8	0,05	0,4	14,174	3,599	7,169
8	0,06	0,48	14,218	3,613	7,174
8	0,07	0,56	14,262	3,626	7,179
8	0,08	0,64	14,306	3,64	7,184
8	0,09	0,72	14,351	3,654	7,189
8	0,1	0,8	14,395	3,667	7,193
8	0,11	0,88	14,439	3,681	7,198
8	0,12	0,96	14,483	3,694	7,202
8	0,13	1,04	14,528	3,708	7,207
8	0,14	1,12	14,572	3,722	7,211
8	0,15	1,2	14,616	3,735	7,215
8	0,16	1,28	14,661	3,749	7,219
8	0,17	1,36	14,705	3,763	7,223
8	0,18	1,44	14,749	3,776	7,227
8	0,19	1,52	14,793	3,79	7,23
8	0,2	1,6	14,838	3,803	7,234

➤ Pour H=10 m

H	B=0.5H				
	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
10	0,01	0,1	5,453	1,974	3,611
10	0,02	0,2	5,47	1,983	3,596
10	0,03	0,3	5,487	1,992	3,582
10	0,04	0,4	5,505	2,001	3,568
10	0,05	0,5	5,522	2,009	3,554
10	0,06	0,6	5,539	2,018	3,54
10	0,07	0,7	5,557	2,027	3,526
10	0,08	0,8	5,574	2,036	3,513
10	0,09	0,9	5,591	2,045	3,499
10	0,1	1	5,609	2,054	3,486
10	0,11	1,1	5,626	2,063	3,472
10	0,12	1,2	5,643	2,072	3,459
10	0,13	1,3	5,661	2,081	3,446
10	0,14	1,4	5,678	2,09	3,433
10	0,15	1,5	5,695	2,099	3,42
10	0,16	1,6	5,712	2,108	3,408
10	0,17	1,7	5,73	2,116	3,395
10	0,18	1,8	5,747	2,125	3,382
10	0,19	1,9	5,764	2,134	3,37
10	0,2	2	5,782	2,143	3,358

H	B=0.6H				
	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
10	0,01	0,1	7,857	2,422	5,12
10	0,02	0,2	7,882	2,432	5,095
10	0,03	0,3	7,907	2,442	5,071
10	0,04	0,4	7,932	2,452	5,046
10	0,05	0,5	7,957	2,463	5,023
10	0,06	0,6	7,981	2,473	4,999
10	0,07	0,7	8,006	2,483	4,976
10	0,08	0,8	8,031	2,493	4,953
10	0,09	0,9	8,056	2,503	4,93
10	0,1	1	8,081	2,513	4,907
10	0,11	1,1	8,106	2,523	4,885
10	0,12	1,2	8,131	2,534	4,863
10	0,13	1,3	8,156	2,544	4,841
10	0,14	1,4	8,18	2,554	4,819
10	0,15	1,5	8,205	2,564	4,798
10	0,16	1,6	8,23	2,574	4,777
10	0,17	1,7	8,255	2,584	4,756
10	0,18	1,8	8,28	2,595	4,735
10	0,19	1,9	8,305	2,605	4,714
10	0,2	2	8,33	2,615	4,694

H	B=0.7H				
	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
10	0,01	0,1	10,698	2,87	6,506
10	0,02	0,2	10,732	2,881	6,515
10	0,03	0,3	10,766	2,893	6,523
10	0,04	0,4	10,8	2,904	6,494
10	0,05	0,5	10,834	2,916	6,462
10	0,06	0,6	10,867	2,927	6,429
10	0,07	0,7	10,901	2,938	6,397
10	0,08	0,8	10,935	2,95	6,366
10	0,09	0,9	10,969	2,961	6,335
10	0,1	1	11,003	2,973	6,304
10	0,11	1,1	11,037	2,984	6,273
10	0,12	1,2	11,07	2,995	6,243
10	0,13	1,3	11,104	3,007	6,213
10	0,14	1,4	11,138	3,018	6,184
10	0,15	1,5	11,172	3,03	6,154
10	0,16	1,6	11,206	3,041	6,126
10	0,17	1,7	11,24	3,052	6,097
10	0,18	1,8	11,273	3,064	6,069
10	0,19	1,9	11,307	3,075	6,041
10	0,2	2	11,341	3,087	6,013

➤ Pour H=14 m

B=0.5H					
H	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
14	0,01	0,14	4,12	1,574	2,2
14	0,02	0,28	4,133	1,582	2,198
14	0,03	0,42	4,146	1,589	2,196
14	0,04	0,56	4,159	1,597	2,193
14	0,05	0,7	4,172	1,604	2,191
14	0,06	0,84	4,185	1,611	2,188
14	0,07	0,98	4,199	1,619	2,186
14	0,08	1,12	4,212	1,626	2,183
14	0,09	1,26	4,225	1,634	2,181
14	0,1	1,4	4,238	1,641	2,178
14	0,11	1,54	4,251	1,648	2,175
14	0,12	1,68	4,264	1,656	2,173
14	0,13	1,82	4,277	1,663	2,17
14	0,14	1,96	4,29	1,671	2,167
14	0,15	2,1	4,303	1,678	2,164
14	0,16	2,24	4,316	1,685	2,162
14	0,17	2,38	4,329	1,693	2,159
14	0,18	2,52	4,342	1,7	2,156
14	0,19	2,66	4,356	1,7	2,153
14	0,2	2,8	4,369	1,715	2,15

B=0.6H					
H	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
14	0,01	0,14	5,937	1,934	3,461
14	0,02	0,28	5,955	1,942	3,452
14	0,03	0,42	5,974	1,95	3,443
14	0,04	0,56	5,993	1,959	3,433
14	0,05	0,7	6,012	1,967	3,424
14	0,06	0,84	6,031	1,976	3,415
14	0,07	0,98	6,049	1,984	3,406
14	0,08	1,12	6,068	1,993	3,397
14	0,09	1,26	6,087	2,001	3,388
14	0,1	1,4	6,106	2,009	3,379
14	0,11	1,54	6,125	2,018	3,37
14	0,12	1,68	6,143	2,026	3,361
14	0,13	1,82	6,162	2,035	3,352
14	0,14	1,96	6,181	2,042	3,344
14	0,15	2,1	6,2	2,052	3,335
14	0,16	2,24	6,219	2,06	3,326
14	0,17	2,38	6,237	2,068	3,317
14	0,18	2,52	6,256	2,077	3,308
14	0,19	2,66	6,275	2,085	3,3
14	0,2	2,8	6,294	2,094	3,291

B=0.7H					
H	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
14	0,01	0,14	8,083	2,293	4,795
14	0,02	0,28	8,109	2,302	4,778
14	0,03	0,42	8,135	2,312	4,762
14	0,04	0,56	8,16	2,321	4,745
14	0,05	0,7	8,186	2,331	4,728
14	0,06	0,84	8,211	2,34	4,712
14	0,07	0,98	8,237	2,35	4,696
14	0,08	1,12	8,262	2,359	4,68
14	0,09	1,26	8,288	2,368	4,664
14	0,1	1,4	8,314	2,378	4,648
14	0,11	1,54	8,339	2,387	4,632
14	0,12	1,68	8,365	2,397	4,616
14	0,13	1,82	8,39	2,406	4,6
14	0,14	1,96	8,416	2,416	4,585
14	0,15	2,1	8,441	2,425	4,57
14	0,16	2,24	8,467	2,435	4,554
14	0,17	2,38	8,492	2,444	4,539
14	0,18	2,52	8,518	2,454	4,524
14	0,19	2,66	8,544	2,463	4,509
14	0,2	2,8	8,569	2,472	4,494

➤ Pour H=16 m

		B=0.5H			
H	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
16	0,01	0,16	3,794	1,472	1,847
16	0,02	0,32	3,806	1,479	1,847
16	0,03	0,48	3,794	1,472	1,847
16	0,04	0,64	3,83	1,493	1,847
16	0,05	0,8	3,842	1,5	1,847
16	0,06	0,96	3,854	1,507	1,846
16	0,07	1,12	3,866	1,514	1,846
16	0,08	1,28	3,878	1,521	1,846
16	0,09	1,44	3,89	1,528	1,845
16	0,1	1,6	3,902	1,535	1,845
16	0,11	1,76	3,914	1,542	1,844
16	0,12	1,92	3,926	1,549	1,844
16	0,13	2,08	3,938	1,556	1,843
16	0,14	2,24	3,95	1,563	1,842
16	0,15	2,4	3,963	1,57	1,842
16	0,16	2,56	3,975	1,577	1,841
16	0,17	2,72	3,987	1,584	1,84
16	0,18	2,88	3,999	1,591	1,839
16	0,19	3,04	4,011	1,598	1,838
16	0,2	3,2	4,023	1,605	1,837

		B=0.6H			
H	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
16	0,01	0,16	5,467	1,808	3,018
16	0,02	0,32	5,484	1,816	3,012
16	0,03	0,48	5,501	1,824	3,006
16	0,04	0,64	5,519	1,832	3
16	0,05	0,8	5,536	1,84	2,995
16	0,06	0,96	5,553	1,848	2,989
16	0,07	1,12	5,571	1,856	2,983
16	0,08	1,28	5,588	1,864	2,977
16	0,09	1,44	5,605	1,872	2,971
16	0,1	1,6	5,622	1,88	2,965
16	0,11	1,76	5,64	1,888	2,96
16	0,12	1,92	5,657	1,896	2,954
16	0,13	2,08	5,674	1,904	2,948
16	0,14	2,24	5,692	1,911	2,942
16	0,15	2,4	5,709	1,919	2,936
16	0,16	2,56	5,726	1,927	2,93
16	0,17	2,72	5,774	1,935	2,924
16	0,18	2,88	5,761	1,943	2,919
16	0,19	3,04	5,778	1,951	2,913
16	0,2	3,2	5,796	1,959	2,907

		B=0.7H			
H	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
16	0,01	0,16	7,444	2,144	4,292
16	0,02	0,32	7,467	2,153	4,279
16	0,03	0,48	7,491	2,162	4,267
16	0,04	0,64	7,514	2,171	4,254
16	0,05	0,8	7,538	2,18	4,242
16	0,06	0,96	7,561	2,189	4,229
16	0,07	1,12	7,585	2,198	4,217
16	0,08	1,28	7,608	2,207	4,205
16	0,09	1,44	7,632	2,216	4,192
16	0,1	1,6	7,655	2,225	4,18
16	0,11	1,76	7,679	2,234	4,168
16	0,12	1,92	7,702	2,242	4,156
16	0,13	2,08	7,726	2,251	4,144
16	0,14	2,24	7,75	2,26	4,132
16	0,15	2,4	7,773	2,269	4,12
16	0,16	2,56	7,797	2,278	4,108
16	0,17	2,72	7,82	2,287	4,097
16	0,18	2,88	7,844	2,296	4,085
16	0,19	3,04	7,867	2,305	4,073
16	0,2	3,2	7,891	2,314	4,062

➤ Pour H=20 m

H	B=0.5H				
	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
20	0,01	0,2	3,393	1,342	1,414
20	0,02	0,4	3,403	1,348	1,417
20	0,03	0,6	3,414	1,355	1,419
20	0,04	0,8	3,425	1,361	1,421
20	0,05	1	3,436	1,368	1,423
20	0,06	1,2	3,447	1,374	1,425
20	0,07	1,4	3,457	1,381	1,427
20	0,08	1,6	3,468	1,387	1,429
20	0,09	1,8	3,479	1,394	1,431
20	0,1	2	3,49	1,4	1,433
20	0,11	2,2	3,5	1,407	1,435
20	0,12	2,4	3,511	1,413	1,436
20	0,13	2,6	3,522	1,42	1,438
20	0,14	2,8	3,533	1,426	1,439
20	0,15	3	3,543	1,433	1,441
20	0,16	3,2	3,544	1,439	1,44
20	0,17	3,4	3,565	1,446	1,443
20	0,18	3,6	3,576	1,452	1,445
20	0,19	3,8	3,587	1,459	1,446
20	0,2	4	3,597	1,465	1,447

H	B=0.6H				
	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
20	0,01	0,2	4,889	1,649	2,455
20	0,02	0,4	4,904	1,656	2,453
20	0,03	0,6	4,919	1,664	2,451
20	0,04	0,8	4,935	1,671	2,449
20	0,05	1	4,95	1,679	2,447
20	0,06	1,2	4,966	1,686	2,445
20	0,07	1,4	4,981	1,693	2,443
20	0,08	1,6	4,997	1,701	2,441
20	0,09	1,8	5,012	1,708	2,439
20	0,1	2	5,028	1,716	2,436
20	0,11	2,2	5,043	1,723	2,434
20	0,12	2,4	5,059	1,73	2,432
20	0,13	2,6	5,074	1,738	2,43
20	0,14	2,8	5,09	1,745	2,427
20	0,15	3	5,105	1,753	2,425
20	0,16	3,2	5,121	1,76	2,422
20	0,17	3,4	5,136	1,767	2,42
20	0,18	3,6	5,152	1,775	2,417
20	0,19	3,8	5,167	1,782	2,415
20	0,2	4	5,183	1,79	2,412

H	B=0.7H				
	r=H1/H	H1	Fs r	Fs g	Fs c.p
20	0,01	0,2	6,656	1,956	3,636
20	0,02	0,4	6,677	1,964	3,628
20	0,03	0,6	6,698	1,973	3,621
20	0,04	0,8	6,72	1,981	3,613
20	0,05	1	6,741	1,989	3,606
20	0,06	1,2	6,762	1,998	3,598
20	0,07	1,4	6,783	2,006	3,59
20	0,08	1,6	6,804	2,014	3,583
20	0,09	1,8	6,825	2,023	3,575
20	0,1	2	6,846	2,031	3,568
20	0,11	2,2	6,867	2,039	3,56
20	0,12	2,4	6,888	2,048	3,553
20	0,13	2,6	6,909	2,056	3,545
20	0,14	2,8	6,93	2,064	3,537
20	0,15	3	6,951	2,072	3,53
20	0,16	3,2	6,972	2,081	3,522
20	0,17	3,4	6,993	2,089	3,515
20	0,18	3,6	7,014	2,097	3,507
20	0,19	3,8	7,035	2,106	3,5
20	0,2	4	7,056	2,114	3,492

- Les valeurs de calcul de l'influence du hauteur H.

H (m)	Fs		
	Renversement	Glissement	Capacité portante
6	12,213	3,748	6,351
7	9,032	2,979	5,916
8	7,338	2,537	4,958
9	6,301	2,252	4,101
10	5,609	2,054	3,486
11	5,115	1,909	3,028
12	4,748	1,798	2,677
13	4,464	1,711	2,4
14	4,238	1,641	2,178
15	4,054	1,538	1,996
16	3,902	1,535	1,845
17	3,774	1,493	1,717
18	3,665	1,458	1,608
19	3,571	1,427	1,514
20	3,49	1,4	1,433

Les paramètres géotechniques

$\beta(^{\circ})$	Fs R	Fs G	Fs CP
0	5,609	2,054	3,486
5	5,049	1,909	3,202
10	4,43	1,734	2,819
15	3,765	1,532	2,332
20	3,057	1,299	1,736
25	2,285	1,021	1,034
30	1,065	0,516	0,437

$\gamma_1(\text{kpa})$	Fs R	Fs G	Fs CP
14	9,086	3,127	5,807
15	8,007	2,808	5,215
16	7,186	2,558	4,695
17	6,544	2,357	4,238
18	6,029	2,192	3,837

$\gamma_2(\text{kn/m}^3)$	FSR	FSG	FSCP
14	5,609	2,054	2,974
15	5,609	2,054	3,077
16	5,609	2,054	3,179
17	5,609	2,054	3,281
18	5,609	2,054	3,383

$\phi_1(\text{kpa})$	Fs R	Fs G	Fs CP
20	3,2	1,243	1,462
24	3,963	1,507	2,136
28	4,975	1,847	2,991
32	6,352	2,293	4,023
36	8,284	2,895	5,217

$\phi_2(^{\circ})$	FSR	FSG	FSCP
20	6,301	1,662	0,858
24	6,301	1,955	1,378
28	6,301	2,256	2,305
32	6,301	2,567	4,016
36	6,301	2,889	7,318

$C_1(\text{kpa})$	Fs R	Fs G	Fs CP
0	2,317	1,139	1,024
5	3,086	1,379	1,644
10	4,238	1,704	2,535
15	6,042	2,158	3,758
20	9,033	2,822	5,075

$C_2(\text{kpa})$	Fs R	Fs G	Fs CP
0	5,609	1,788	1,943
5	5,609	1,883	2,494
10	5,609	1,978	3,045
15	5,609	2,073	3,596
20	5,609	2,168	4,147



الدراسة المقدمة تهدف الى حساب تأثير العوامل الجيوتقنية والجيومترية على الجدران الساندة والتحقق من استقرارها تجاه الانقلاب والانزلاق وقدرة تحمل التربة لها وهذا أخذاً بعين الاعتبار طرق الحساب المعمول بها. إن النتائج المتحصل عليها من خلال هذه الدراسة تم عرضها على شكل رسومات بيانية عملية وسهلة الاستخدام للطلبة والمهندسين ومكاتب الدراسات الخاصة بهذا المجال. كما أن معظم قيم ومجالات تغير المعاملات التي تم أخذها تشمل تقريبا معظم الحالات الواقعية. من خلال الممارسة العملية المتواصلة لطرق الحساب تبين لنا أن بعض النظريات المستخدمة في حساب الجدران الساندة لاتخلو من بعض الغموض حيث يمكن تسليط الضوء عليها والتطرق لكل جزء منها كدراسة بحد ذاتها.

## Résumé

La présente étude vise d'un calcul paramétrique de l'effet géométrique et géotechnique sur le mur de soutènement, qui permet l'évaluation de la stabilité vis-à-vis le renversement, le glissement et la capacité portante du sol en utilisant les méthodes des calculs en vigueur. Les résultats de l'étude sont présentés dans un format graphique, pratique et facilement utilisable par les étudiants, les gens du domaine et les bureaux d'études. Les limites des variations des paramètres manipulés sont fait varier dans des intervalles couvrants la grande majorité des cas pratiques. A travers la multitude des calculs réalisé, un certains nombre de performance a été mise en évidence. Le développement de cette performance demande un travail propre à chaque paramètre pour apparaitre son effet.

## Abstract

The present study aims of a parametric calculation to appear the effect of geometric and geotechnical parameters on retaining wall, which allows the evaluation of stability vis-a-vis the overturning and the sliding and the bearing capacity of soil, and this by using the established methods of calculation into effect. The results of the study are presented in graphical format, practical and easily to use by students, people in the field, and the engineering offices. The limits of variations of parameters handled are varied in intervals spanning the vast majority of practical cases. Through the multitude of calculations performed, a number of performances was highlighted. The development of this performance requires an own work for each parameter to appear its effect.



# *INTRODUCTION*



# *Chapitre I*



REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

# *Chapitre II*



CALCUL DES STABILITES D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT

# *Chapitre III*



## RESULTATS ET INTERPRETATIONS

# *CONCLUSION*



# *ANNEXES*



**Tableau III.1:** Expressions mathématique utilisé pour le calcul des stabilités.

		Les forces considérées comme poussée		
		La couche 1-1		
		Sol	charge $q_2$	eau
La contrainte horizontale	$z = 0$	$-2c_1\sqrt{k_{a1}}$	$\frac{k_{a1}q_2}{\cos \beta}$	0
	$z = H_1$	$k_{a1}(\gamma_1 \cdot H_1) - 2c_1\sqrt{k_{a1}}$		
Zc		$= \frac{2c_1\sqrt{k_{a1}}}{\gamma_1 k_{a1}}$		0
	Si $z_{c1} > H_1$ Toutes les grandeurs nuls	$0 \leq z_{c1} < H_1$		
La force		$\frac{1}{2}(H_1 - z_{c1})(k_{a1} \cdot \gamma_1 \cdot H_1 - 2c_1\sqrt{k_{a1}})$	$\frac{k_{a1}q_2}{\cos \beta} \cdot H_1$	0
Bra de levier (m)/o		$\left(\frac{1}{3}(H_1 - z_{c1}) + H_2\right)$	$\left(\frac{H_1}{2} + H_2\right)$	0
Moment $M_o$		$p_a \cdot \left(\frac{1}{3}(H_1 - z_{c1}) + H_2\right)$	$P_{aq2} \cdot \left(\frac{H_1}{2} + H_2\right)$	0
Bra de levier (m)/G		$\left(\frac{1}{3}(H_1 - z_{c1}) + H_2\right)$	$\left(\frac{H_1}{2} + H_2\right)$	0
Moment $M_G$	$p_a \cdot \left(\frac{1}{3}(H_1 - z_{c1}) + H_2\right)$	$P_{aq2} \cdot \left(\frac{H_1}{2} + H_2\right)$	0	

Tableau III.2: Expressions mathématique utilisé pour le calcul des stabilités (suit).

		Les forces considérées comme poussée				
		couche 1-2				
		Sol		Charge $q_2$	Eau	
contrainte horizontale		$z = H_1$	$k_{a2}(\gamma_1 \cdot H_1) \cos \beta - 2c_2\sqrt{k_{a2}}$		$\frac{k_{a2}q_2}{\cos \beta}$	$\gamma_w \cdot H_2$
		$z = H$	$k_{a2}[\gamma_1 \cdot H_1 \cos \beta + \gamma'_2 \cdot H_2] - 2c_2\sqrt{k_{a2}}$			
$z_c$		$= \frac{2c_2\sqrt{k_{a2}} + k_{a2}H_1(\gamma'_2 - \gamma_1 \cdot \cos \beta)}{k_{a2} \cdot \gamma'_2}$			0	0
		$H_1 < z_{c2} < H$	$z_{c2} < H_1$		0	0
force	si $z_{c2} > H$ Toutes les grandeurs nuls	$\frac{1}{2}(H - Z_{c2})[k_{a2}(\gamma_1 \cdot H_1 \cos \beta + \gamma'_2 \cdot H_2) - 2c_2\sqrt{k_{a2}}]$	$[k_{a2}\gamma_1 \cdot H_1 \cos \beta - 2c_2\sqrt{k_{a2}}] \cdot H_2$	$\gamma'_2 \cdot H_2 \cdot \frac{H_2}{2}$	$\frac{k_{a2}q_2H_2}{\cos \beta}$	$\frac{1}{2}(\gamma_w \cdot H_2)H_2$
Bras de levier (m)/o		$\frac{1}{3}(H - Z_{c2})$	$\frac{H_2}{2}$	$\frac{H_2}{3}$	$\left(\frac{H_2}{2}\right)$	$\frac{H_2}{3}$
Moment $M_{/O}$		$\frac{1}{3}(H - Z_{c2}) \cdot P_{a2}$	$P_{a21} \cdot \frac{H_2}{2}$	$P_{a22} \cdot \frac{H_2}{3}$	$P_{a_{q2}} \cdot \left(\frac{H_2}{2}\right)$	$\frac{\gamma_w \cdot H_2^3}{6}$
Bra de levier (m)/G		$\frac{1}{3}(H - Z_{c2})$	$\frac{H_2}{2}$	$\frac{H_2}{3}$	$\left(\frac{H_2}{2}\right)$	$\frac{H_2}{3}$
Moment $M_{/G}$		$\frac{1}{3}(H - Z_{c2}) \cdot P_{a2}$	$P_{a21} \cdot \frac{H_2}{2}$	$P_{a22} \cdot \frac{H_2}{3}$	$P_{a_{q2}} \cdot \left(\frac{H_2}{2}\right)$	$\frac{\gamma_w \cdot H_2^3}{6}$



**Tableau III.3:** Expressions mathématique utilisé pour le calcul des stabilités (suit).

	Forces considérées comme poids				Forces considérées comme butée
	Sol	Charge $q_1$	Mur	Eau	La butée
force $P$	$w_{sol1-1}^{\square} = \gamma_1 \cdot S_{\square}$	$\frac{q_1 \cdot B_3}{\cos \beta}$	$\gamma_b \cdot S_{mur}$	$\gamma_w \cdot (H_2 - H_0) B_3$	$(k_p \cdot \gamma_3 \cdot D) \frac{D}{2}$
	$w_{sol1-1}^{\Delta} = \gamma_1 \cdot S_{\Delta}$				$(2c_3 \sqrt{k_{p3}}) \cdot D$
	$w_{sol1-2} = \gamma_2 \cdot S_{1-2}$				
	$w_{sol2} = \gamma_3 \cdot S_2$				
Bra de levier (m)/o	$\frac{B_3}{2} + B_2 + B_1$	$(\frac{B_3}{2} + B_2 + B_1)$	$d_{mur}/o$	$(\frac{B_3}{2} + B_2 + B_1)$	$\frac{D}{3}$
	$\frac{2B_3}{3} + B_2 + B_1$				
	$\frac{B_3}{2} + B_2 + B_1$				$\frac{D}{2}$
	$\frac{B_1}{2}$				
Moment $M/o$	$\gamma_1 \cdot S_{\square} \cdot \frac{B_3}{2} + B_2 + B_1$	$(\frac{q_1 \cdot B_3}{\cos \beta}) (\frac{B_3}{2} + B_2 + B_1)$	$w_{mur} \cdot d_{mur}/o$	$w_U \cdot (\frac{B_3}{2} + B_2 + B_1)$	$P_{p1} \cdot \frac{D}{3}$
	$\gamma_1 \cdot S_{\Delta} \cdot \frac{2B_3}{3} + B_2 + B_1$				
	$\gamma_2 \cdot S_{1-2} \cdot \frac{B_3}{2} + B_2 + B_1$				$(2c_3 \sqrt{k_p}) \cdot \frac{D^2}{2}$
	$\gamma_3 \cdot S_2 \cdot \frac{B_1}{2}$				

Tableau III.4: Expressions mathématique utilisé pour le calcul des stabilités (suit).

		forces considérées comme poids				Force de butée
		Sol	Charge $q_1$	Mur	Eau	Sol
Bra de levier (m)/G		$\left(\frac{B_3}{2} + B_2 + B_1\right) - \frac{B}{2}$	$\left(\frac{B_3}{2} + B_2 + B_1\right) - \frac{B}{2}$	$d_{mur}/G$	$\left(\frac{B_3}{2} + B_2 + B_1\right) - \frac{B}{2}$	$\frac{D}{3}$
		$\left(\frac{2B_3}{3} + B_2 + B_1\right) - \frac{B}{2}$				
		$\left(\frac{B_3}{2} + B_2 + B_1\right) - \frac{B}{2}$				$\frac{D}{2}$
		$\left(\frac{B_1}{2}\right) - \frac{B}{2}$				
Moment $M/G$		$M_{w_{sol1-1}}^{\square} = \gamma_1 \cdot s_{\square} \cdot \left(\frac{B_3}{2} + B_2 + B_1\right) - \frac{B}{2}$	$\left(\frac{q_1 \cdot B_3}{\cos \beta}\right) \left(\frac{B_3}{2} + B_2 + B_1\right) - \frac{B}{2}$	$w_{mur} \cdot d_{mur}/G$	$w_U \cdot \left(\frac{B_3}{2} + B_2 + B_1\right) - \frac{B}{2}$	$P_{p1} \cdot \frac{D}{3}$
		$M_{w_{sol1-1}}^{\Delta} = \gamma_1 \cdot s_{\Delta} \cdot \left(\frac{2B_3}{3} + B_2 + B_1\right) - \frac{B}{2}$				
		$M_{w_{sol1-2}} = \gamma_2 \cdot s_{1-2} \cdot \left(\frac{B_3}{2} + B_2 + B_1\right) - \frac{B}{2}$				$\left(2c_3 \sqrt{k_p}\right) \cdot \frac{D^2}{2}$
		$M_{w_{sol2}} = \gamma_3 \cdot s_2 \cdot \left(\frac{B_1}{2}\right) - \frac{B}{2}$				