

République Algérienne Démocratique et populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université de Tlemcen  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme  
de Master en Génie Civil  
Spécialité : Ingénierie des Structures

**Thème :**

**ETUDE D'UN HOTEL <<SS+RDC+6 ETAGES>> EN BETON ARME  
A MARSAT BEN M'HIDI**

**Présenté le 26 Juin 2013 par :**

BOUBLENZ A Amine

**Devant le Jury composé de :**

Mr. ABOUBEKR. N  
M<sup>elle</sup>. BOURABAH  
Mr. TALEB. O  
Mr. HOUTI. F  
M<sup>me</sup>. BENDIOUIS. A

Président  
Examineur  
Examineur  
Encadreur  
Encadreur

## 1-1-INTRODUCTION GENERALE

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvement du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes des propositions relatives au mode de la construction avaient déjà été émises au début du 20<sup>ème</sup> siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

L'objectif de ce mémoire est de présenter simplement des connaissances récentes sur la façon de concevoir une structure qui sera appelée à résister aux différentes sollicitations d'ordre statique et dynamique.

## 1-2-DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un Hôtel en (R+6) dans le terrain est plat et accessible. La construction est composée d'un :

- \* Sous-sol (parking).
- \* Rez de chaussée.
- \* Six étages identiques.

L'Hôtel comporte 48 chambres disposé en 8 chambres par étage.

Cet ouvrage, sera implanté au bord de la mer à MARSAT BEN M'HIDI appartenant à la wilaya de Tlemcen classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme une zone de faible sismicité (zone I) groupe 1B (ouvrage de grande importance).

Le projet sera réalisé dans la partie nord limite par le grand boulevard et le nouveau port.



Figure 1-1

### 1-3-CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- longueur du l'hôtel : **26,1 m**
- largeur du l'hôtel : **18 m**
- hauteur totale du l'hôtel : **24.82 m**
- hauteur du sous-sol : **2,6 m**
- hauteur du RDC : **3,40 m**
- hauteur d'étage : **3,06 m**

### 1-4-ELEMENTS DE L'OUVRAGE

#### 1-4-1-Planchers

##### 1-4-1-1-Planchers en corps creux

Ils sont réalisés en corps creux avec des poutrelles qui sont coulées sur place. L'épaisseur totale du plancher est de 21 cm composé d'un hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 5cm.

##### 1-4-1-2-Dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

Selon les règles du BAEL 91 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On maintient donc l'épaisseur a e= 15cm.

#### 1-4-2-Maçonnerie

##### 1-4-2-1-Murs extérieurs

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

##### 1-4-2-2-Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

#### 1-4-3-l'escalier

L'Hôtel est munit d'une seule cage d'escalier qu'ils permettent l'accès aux étages de type droit composé de deux paliers de repos et de paillasse dans le faire couler sur place en béton armé.

#### 1-4-4-Mortier de finition :

Un enduit de ciment de 2 cm d'épaisseur sur les faces extérieurs.

Un enduit de plâtre de 2 cm d'épaisseur sur les forces intérieurs.

#### 1-4-5-Caractéristique du sol d'assise:

Les fondations préconisées sont du type superficiel avec des semelles surfaciques (radier générales).

D'après le rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol sera estimée de :  $\sigma_{adm} = 2,00$  bars.

## 1-5-CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX

### 1-5-1-Historique

Comme les roches naturelles, le béton possède une grande résistance à la compression et une faible résistance à la traction. C'est pourquoi son utilisation comme matériau de construction, qui remonte aux romains, ne s'est véritablement développée qu'avec l'invention du béton armé. Dans ce dernier, des armatures, c'est-à-dire des barres en acier (initialement en fer), pallient son insuffisante résistance à la traction.

### 1-5-2-Le béton

Le béton est un mélange de plusieurs composantes :

Ciment, eau, air, granulats et le plus souvent adjuvants qui doivent constituer un ensemble homogène.

#### 1-5-2-1-Résistance caractéristique à la compression

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$  exprimée en MPa.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4.46 + 0.83j)} \quad \text{MPa} \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on adoptera :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

#### 1-5-2-2-Résistance caractéristique à la traction (Art A-2 12 BAEL91)

Conventionnellement elle est défini de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

#### 1-5-2-3-Contraintes limites

a) Contrainte limite à la compression (Art 4 -3 .41 BAEL91)

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa}$$

Avec :

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$  en situation courante  $\Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle  $\Rightarrow f_{bc} = 18,47 \text{ MPa}$

$\theta$  coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

-  $\theta = 1$  si durée d'application est supérieur à 24 heures.

-  $\theta = 0.9$  si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.

-  $\theta = 0.85$  si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

b) Contrainte limite de cisaillement (Art A - 5.1.21 BAEL91)

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$  pour la fissuration préjudiciable.

c) Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)

$$\begin{aligned}\sigma_{bc} &= 0,60 \cdot f_{c28} && \text{MPa} \\ \sigma_{bc} &= 15 && \text{MPa}\end{aligned}$$

**1-5-2-4-Module d'élasticité**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte appliquée et la déformation engendrée, il n'est définissable que dans la phase élastique ou il y a la proportionnalité des contraintes et déformation. Selon la durée de l'application de la contrainte.

a) Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \text{ MPa}$$

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$   
 $\Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$

b) Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$   
 $\Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

c) Module d'élasticité transversale

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad \text{MPa} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson}$$

d) Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$$\begin{aligned}- \nu &= 0,2 && \text{l'état limite de service} \\ - \nu &= 0 && \text{l'état limite ultime}\end{aligned}$$

**1-5-2-5-Diagramme contraintes déformations**

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- L'état limite ultime

On adopte le diagramme parabole rectangle ci-dessous :

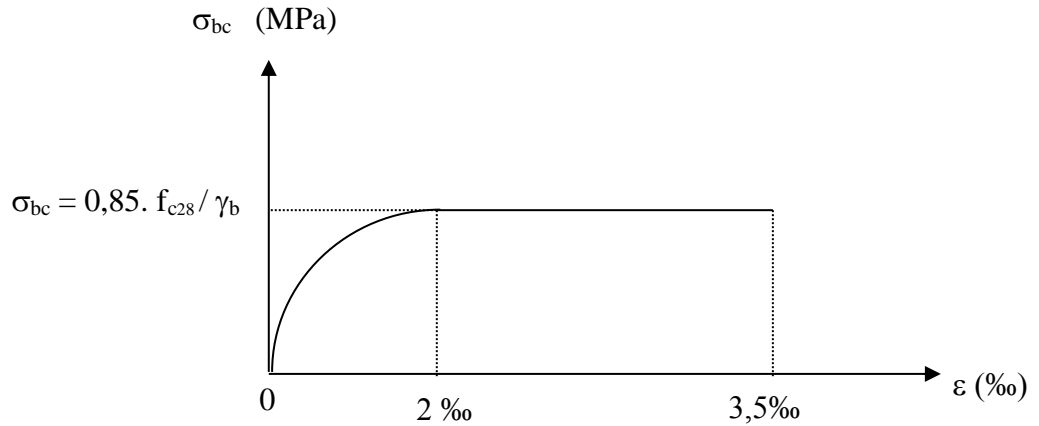


Figure 1-2

### 1-5-3-L'acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

#### 1-5-3-1-Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau 1-1

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ( $\Phi < 6$ )	T S	520	550

#### 1-5-3-2-module d'élasticité longitudinal

Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

#### 1-5-3-3-Diagramme contrainte déformation de calcul

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

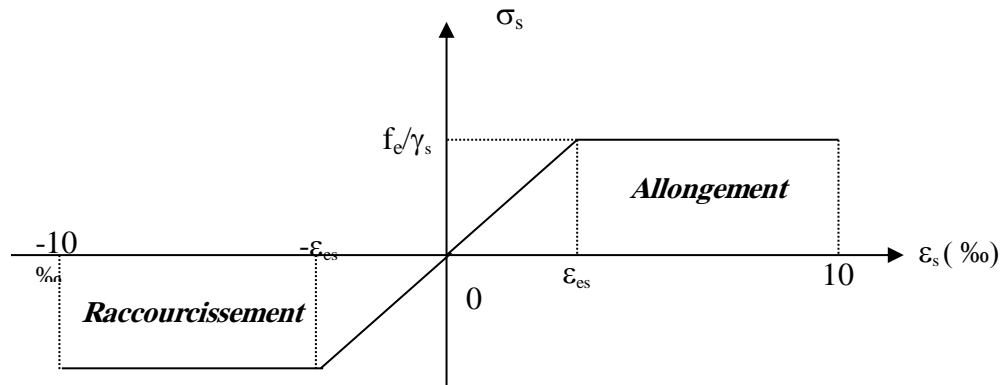


Figure 1-3

#### 1-5-3-4-Limite d'élasticité

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

#### 1-5-3-5-La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

##### a) Fissuration peu nuisible (BAEL9 / Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer

##### b) Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_c, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \quad \text{MPa}$$

##### c) Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_c, \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \quad \text{MPa}$$

#### 1-5-3-6-Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$  cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$  cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)

$C \geq 1$  cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

## 2-1-INTRODUCTION

Le pré dimensionnement a pour but avoir des coffrages préliminaires des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le BAEL91, le CBA93 et le RPA 99/version 2003 pour adopter le meilleur compromis entre le coût et la sécurité.

Après la détermination du coffrage pour chaque élément porteur ; on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois ces dernières déterminées, on fera le calcul pour évaluer les sollicitations. dernières déterminées, on fera le calcul pour évaluer les sollicitations.

## 2-2-DESCENTES DES CHARGES

### 2-2-1-Plancher Terrasse

#### 2-2-1-1-Charge permanente (G)

Tableau 2-1

N°	Désignations	Ep (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon	0.05	0,75
2	Etanchéité multicouche	0.02	0,12
3	Forme en pente	0.10	2
4	Isolation polystyrène	0.01	0,28
5	Corps creux + Dalle de compression	(16+5)cm	2,8
6	Enduit en plâtre sous plafond	0.02	0,12
			$G = 6,07 \text{ KN} / \text{m}^2$

#### 2-2-1-2-Charge d'exploitation (Q)

Terrasse inaccessible  $\Rightarrow Q=1 \text{ KN/m}^2$

### 2-2-2-Plancher Etage Courant

#### 2-2-2-1-Charge permanente (G)

Tableau 2-2

N°	Désignations	Ep (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	0,9
2	Mortier de ciment	0.02	0,4
3	Couche de sable fin	0.02	0,36
4	Corps creux + dalle de compression	(16+5)cm	2,8
5	Enduit plâtre sous plafond	0.02	0,2
6	Cloison de séparation		0,9
			$G = 5,56 \text{ KN/m}^2$

**2-2-2-2-Charge d'exploitation (Q)**

$Q=1,5 \text{ KN/m}^2$  (RDC.....6<sup>ème</sup> étages)

**2-2-3-Maçonnerie****Tableau 2-3**

Nature des maçonneries	Désignations	Ep (m)	Poids surfaciques (KN/m <sup>2</sup> )
Mur simple paroi	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Enduit de ciment</li> <li>• Brique creuse</li> </ul>	0,04	0,72
		0,1	1
		Totale G =1,72	
Mur double paroi	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Enduit de ciment extérieur</li> <li>• Brique creuse</li> <li>• Brique creuse</li> <li>• Enduit de ciment intérieur</li> </ul>	0,02	0,36
		0,1	1
		0,1	1
		0,02	0,36
		Totale G =2,72	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Verre</li> </ul>	0,005	0,12

**2-2-4-Dalle Pleine Etage Courant****2-2-4-1-Charge permanente (G)****Tableau 2-4**

N°	Désignations	Ep (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	0,9
2	Mortier de ciment	0.02	0,4
3	Couche de sable fin	0.02	0,36
4	Enduit ciment	0.02	0,2
5	Cloison légères	0.1	0,4
6	Dalle pleine	0.15	3,75
			G = 6 Kg / m <sup>2</sup>

**2-2-4-2Charge d'exploitation (Q)**

$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

**2-2-5-Dalle Pleine terrasse inaccessible****2-2-5-1-Charge permanente (G)****Tableau 2-5**

N°	Désignations	Ep (m)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon	0.05	0.1
2	Forme de pente moyenne	0.1	2.2
3	isolante thermique	0.02	0.1
4	Enduit ciment	0.01	0.2
5	Enduit plâtre	0.01	0.1
6	Dalle pleine	0.20	5
7	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
			$G = 7.82 \text{ KN} / \text{m}^2$

**2-2-5-2-Charge d'exploitation (Q)**

$$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

**2-3-PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES**

Les poutres sont des éléments horizontal en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

**2-3-1-Poutre principales**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- \* Relient les poteaux.
- \* Supportent la dalle.

**2-3-1-1-La hauteur  $h_t$  et la largeur  $b$** 

D'après les règles de BAEL91, la hauteur totale de la poutre doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :  $L_{\max}$  : longueur libre entre nus d'appuis.  
 $h_t$  : hauteur totale de la poutre principale.

Selon les règles de RPA99/v2003 art (7-5-1) il faut vérifier les conditions :

-  $b \geq 20\text{cm}$

-  $h \geq 30\text{cm}$

-  $h/b \leq 4.0$

-  $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

La grande portée entre axe:  $L_{\max} = 530\text{ cm}$   $\longrightarrow 35,33 \leq h_t \leq 53\text{ cm}$

On prend :  $h_t = 45\text{cm}$

La largeur doit être :  $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$   $\longrightarrow 18 \leq b \leq 31,5\text{ cm}$

On prend :  $b = 30\text{cm}$

$$\text{On a : } \frac{h_t}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \quad \text{donc C.V}$$

### 2-3-2-Poutres secondaires(Chainages)

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

#### 2-3-2-1- La hauteur $h_t$ et la largeur $b$

D'après les règles de BAEL91, la hauteur totale de la poutre doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :  $L_{\max}$  : longueur libre entre nus d'appuis.

$h_t$  : hauteur totale de la poutre principale.

Selon les règles de RPA99/v2003 art (7-5-1) il faut vérifier les conditions :

-  $b \geq 20\text{cm}$

-  $h \geq 30\text{cm}$

-  $h/b \leq 4.0$

-  $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

La grande portée entre axe:  $L_{\max} = 360\text{ cm}$   $\longrightarrow 24 \leq h_t \leq 36\text{ cm}$

On prend :  $h_t = 30\text{cm}$

La largeur doit être :  $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$   $\longrightarrow 12 \leq b \leq 21\text{ cm}$

On prend :  $b = 30\text{cm}$

$$\text{On a : } \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \quad \text{donc C.V}$$

### 2-4-PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

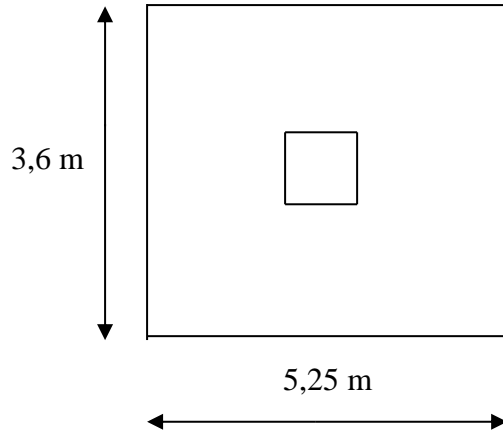
Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage est celui qui supporte des charges réparties sur une surface "s".

$$N_u = S \cdot n \cdot Q$$

Sachant qui : S : surface.

N : nombre de plancher (dalle)

Q : charge moyenne de répartition.



**Figure 2-1** Vue en plan des poteaux  
Centrales les plus  
Défavorables

On suppose une charges moyenne de  $Q=1\text{t/m}^2$

$$S = 5,25 \times 3,6 = 18,9 \text{ m}^2$$

$$N_u = 1 \times 8 \times 18,9 = 151,2\text{t} = 1.512 \text{ MN}$$

$a = L_f/10$  ; sachant :  $L_f$  : longueur de flambement =  $0,7 \cdot L$

$L$  : hauteur d'étage ( $h = 3,06\text{m}$ )

$$a = (0,7 \cdot L)/10 = 0,7 \cdot 3,06/10$$

$$a = 0,2142\text{m} = 21,41\text{cm}$$

#### 2-4-1-Calcul de la section réduite (Br)

$$B_r \geq \beta \cdot N_u / (F_{bc}/0,9 + 0,0085 \cdot F_e/\gamma_s).$$

-d'après le B.A.E.L, il est préférable de prendre :  $\lambda=35$

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 = 1 + 0,2 \cdot (35/35)^2$$

$$\beta = 1,2$$

$$F_e = 400\text{MPa} ; \quad F_{bc} = 14,17\text{MPa} ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$B_r \geq 1,2 \times 1.512 / (14,17/0,9 + 0,0085 \times 400/1,15) = 0,08489\text{m}^2$$

$$B_r \geq \mathbf{0,097\text{m}^2}$$

C'est-à-dire  $(a-0,02) \cdot (b-0,02) \geq 0,097 \text{ m}^2$

Donc:  $b \geq 0,519 \text{ m}$

On prend :  $b = 55 \text{ cm}$

#### 2-4-2-Calcul de section suivant RPA 99

$$\frac{N_u}{B \cdot F_{c28}} \leq 0,30 \quad \text{Avec : } B : \text{section de poteau.}$$

$$B \geq \frac{Nu.}{F_{c_{28}} * 0.3} = \frac{1,512}{0.3 * 25} = 0.2016 m^2 \Rightarrow a = b = 45 cm$$

#### 2-4-2-1-Vérification des conditions

Min a  $\geq$  30 cm  $\rightarrow$  **Vérifiée.**

a  $\geq$  h / 15 = 45cm  $\geq$  22,66 cm  $\rightarrow$  **Vérifiée.**

#### 2-4-2-2-Vérification du poteau au flambement

Max ( $\lambda_x, \lambda_y$ )  $\leq$  50

**a) calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = 0.45 \times 0.45^3 / 12 = 3,417 \times 10^{-3} m^4$$

**b) Rayon de giration ix , iy :**

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / (a \times b)} = 0,129 m$$

**c) Calcul de la longueur du flambement :**

$$L_f = 0.7 * h = 0.7 * 3.4 = 2.38 m.$$

$$\text{Donc : } \lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 18,45$$

$$\lambda_x = \lambda_y < 70 \dots \dots \dots cv$$

Pour les autres poteaux ; on établit une dégradation des poteaux pour l'aspect économique.

Après le calcul avec le règlement de RPA99V2003, il nous à donner la section la plus défavorable comme suit :

**Tableau 2-6:** tableau récapitulatif des sections initiales des poteaux

étage	n	S (cm <sup>2</sup> )	Nu (MN)	B (m <sup>2</sup> )	a,b(m)
SS	8	18,9	1,512	0,2016	0,45
RDC	7		1,323	0,1764	0,45
1 <sup>er</sup> étage	6		1,134	0,1512	0,40
2 <sup>ème</sup> étage	5		0,945	0,126	0,40
3 <sup>ème</sup> étage	4		0,756	0,1008	0,35
4 <sup>ème</sup> étage	3		0,567	0,0756	0,30
5 <sup>ème</sup> étage	2		0,378	0,0504	0,30
6 <sup>ème</sup> étage	1		0,189	0,0252	0,30

### 2-4-3-Récapitulation de redimensionnement

**Tableau 2-7:** récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.

Elément	Poteau (cm2)	Poutre principale (cm2)	Poutre secondaire (cm2)
SS+RDC	(45x45)	(30x45)	(30x30)
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	(40x40)	(30x45)	(30x30)
3 <sup>ème</sup> étage	(35x35)	(30x45)	(30x30)
4,5 et 6 <sup>ème</sup> étage	(30x30)	(30x45)	(30x30)

## 2-5-PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

### 2-5-1-Plancher en dalle pleine

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Pour le bâtiment étudié, nous avons un plancher représentés par une dalle pleine dont l'épaisseur peut être déduite à partir des conditions suivantes :

### 2-5-2Condition de résistance au feu

- e=7 cm Pour une heure de coupe-feu ;
- e=11 cm Pour deux heures de coupe-feu ;
- e=17,5 cm Pour quatre heures de coupe-feu.

On opte : e =15 cm.

### 2-5-3-Isolation phonique

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

### 2-5-4-Résistance à la flexion

(Jean PERCHAT et Jean ROUX «Pratique du BAEL91 » page 384)

- **Épaisseur minimale requise  $h_0$  :**

$$h_0 \geq l_x / 25 \quad \text{Si} \quad \alpha < 0,4 \quad \text{Pour des dalles portant dans un seul sens}$$

$$h_0 \geq l_y / 25 \quad \text{Si} \quad \alpha \geq 0,4 \quad \text{Pour des dalles portant dans deux sens}$$

Avec : 
$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$l_x$  : Petit côté du panneau de dalle

$l_y$  : Grand coté du panneau de dalle

- **Panneau**

$$\alpha = \frac{1}{4.9} = 0.2 \quad , l_x = 1 \text{ m}$$

$$h_0 \geq \frac{100}{25} = 4 \text{ cm}$$

- **Conclusion**

Nous adopterons une épaisseur de 15 cm

### 2-5-2-Plancher en corps creux

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : L : longueur entre nus d'appuis.

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

On a :

$$L = 360 - 30 = 330 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{330}{22.5}$$

$$h_t = 14,67 \text{ cm}$$

#### Conclusion

On adoptera un plancher de 21 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

### 2-6-PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le pré dimensionnement des murs en béton armé, justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition  $-L \geq 4 \times e$ . sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

L : Porté du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 exige que l'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h et des conditions de rigidité aux extrémités.

La hauteur du sous-sol : h = 2,6 m

$$\begin{array}{l} e \geq h/25 \\ e \geq h/22 \\ e \geq h/20 \end{array} \quad \begin{array}{l} e \geq 260/25 = 10,4 \\ e \geq 260/22 = 11,81 \\ e \geq 260/20 = 13 \end{array} \quad \begin{array}{l} \longrightarrow \\ \longrightarrow \\ \longrightarrow \end{array} \quad e \geq e \text{ min } (h/25, h/22, h/20)$$

Donc  $e \geq (10,4; 11,81; 13)$

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

La hauteur du RDC : h = 3,4 m

$$\begin{array}{l} e \geq h/25 \\ e \geq h/22 \\ e \geq h/20 \end{array} \quad \begin{array}{l} e \geq 340/25 = 13,6 \\ e \geq 340/22 = 15,45 \\ e \geq 340/20 = 17 \end{array} \quad \begin{array}{l} \longrightarrow \\ \longrightarrow \\ \longrightarrow \end{array} \quad e \geq e \text{ min } (h/25, h/22, h/20)$$

Donc  $e \geq (13,6; 15,45; 17)$

On adopte  $e = 20$  cm

**Tableau 2-8:** dimensions des voiles.

Niveau	Epaisseur a (cm)
Sous-Sol	15
RDC+1er.....6ème étages	20

### 2-6-1-Vérification des exigences du RPA99 (Art 7, 7, 1)

Ils sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants à la condition :

$$L_{\min} \geq 4.e$$

$$L_{\min} = 0.64 \text{ m} \geq 4 \times 0,15 = 0.64 \text{ m}$$



Condition vérifiée.

$L_{\min}$  : portée minimale des voiles

L'ouvrage de groupe d'usage (2) sera implanté à Tlemcen, zone de faible sismicité (I). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 20 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm}$$



Condition. Vérifiée.

### 2-7-CONCLUSION

Le pré dimensionnement sert pour que la structure résiste aux différents sollicitations (verticales et horizontales) d'après nos calculs, toute les valeurs trouvé sont satisfaisante aux conditions du **R.P.A 99 V2003**.

### 3-1-L'ACROTÈRE

#### 3-1-1-Définition

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il est considéré comme un consol encastré a sa base, soumise à son poids propre et une surcharge horizontale due à une main courante. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur.

#### 3-1-2-Calcul Des Charges Sollicitant L'acrotère

##### 3-1-2-1-charge permanente

La surface de l'acrotère :

$$S = 0,1 \times 0,5 + 0,08 \times 0,1 + 0,1 \times 0,02/2 = 0,059 \text{ m}^2$$

-Poids propre de l'acrotère : .....  $25 \times 0,059 = 1,475 \text{ KN/ml}$

$$G = 1,475 \text{ KN/ml}$$

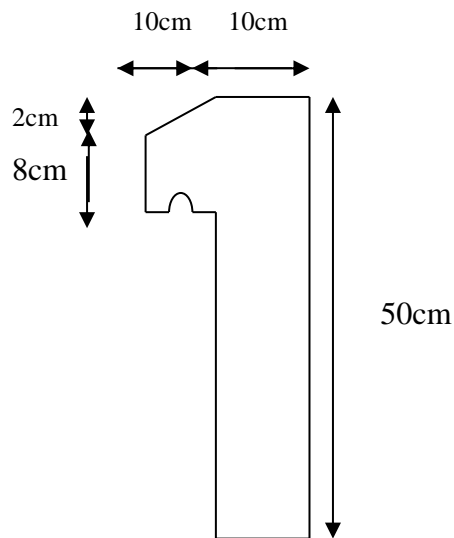


Figure 3-1 Schéma d'un acrotère

##### 3-1-2-2-surcharges d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

##### 3-1-3-détermination des efforts

###### 3-1-3-1-calcul des efforts à l'E.L.U

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,475 = 2 \text{ KN}$$

$$M_U = 1,5 Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m} \quad (\text{Moment d'encastrement}).$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

### 3-1-3-2-calcul des efforts à l'E.L.S

$$N_S = G = 1,475 \text{ KN}$$

$$M_S = QL^2/2 = 1 \times (0,5)^2/2 = 0,125 \text{ KN.m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ KN}$$

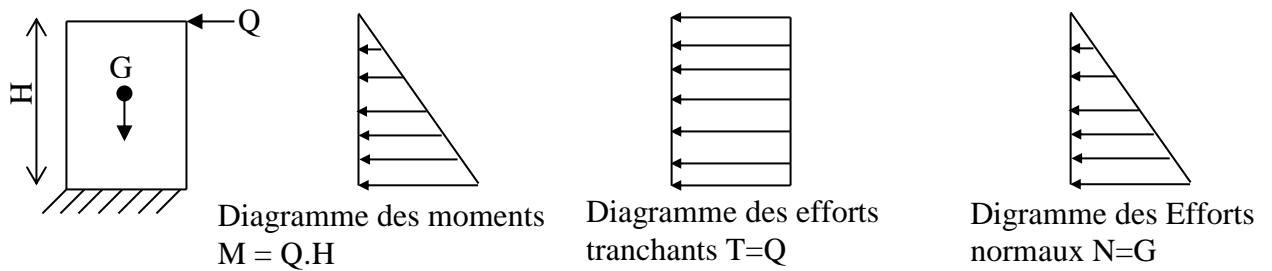


Figure 3-2 Diagramme des moments et des efforts

### 3-1-4-Ferraillage de la section de l'acrotère

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

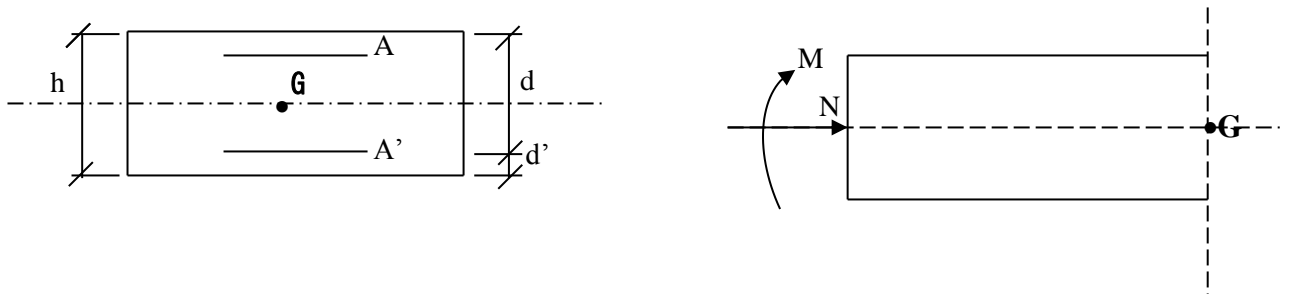


Figure 3-3 Section rectangulaire

C : Centre de poussée

e : Excentricité

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

La section transversale de l'acrotère est  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ , avec un enrobage de 1 cm

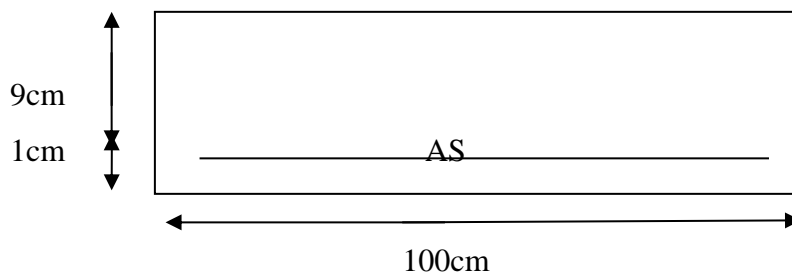


Figure 3-4

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \quad M_U = 0,75 \text{ KNm}, \quad N_U = 2,43 \text{ KN} ,$$

$$\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}, \quad F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = 9,37 \text{ cm} \qquad \frac{h}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

Alors :  $9,37 > 1,67 \rightarrow$  la section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliquée à l'extérieur du noyau central.

$$\text{Donc : } M_F = M_U + N_U(d-h/2)$$

$$\text{D'où : } M_F = 0,2675 \text{ KN.m} \qquad M_F = 26,75 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m}$$

### 3-1-4-1-Moment réduit( $\mu$ )

$$\mu = M_F / b d^2 f_{bc}$$

$$f_{bc} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa} \qquad \text{avec : } \gamma_b = 1,5$$

$$\text{Donc : } \mu = 0,0023$$

$$\mu < 0,186 \quad \square \text{ (pivot A)}$$

### 3-1-4-2-Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire c-à-d. : $A_{sc}=0$

$$A_{st} = \frac{(M_F / Z) - N_U}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = F_e / \gamma_s ; \quad F_e = 400 \text{ MPa} ; \quad \gamma_s = 1,15 ; \quad \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0028$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \qquad z = 0,09 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{st} = 2,8 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2 \quad \text{(Faible section)}$$

Donc  $A_{st}$  est pris selon la condition de non fragilité.

### 3-1-4-3-Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 b d (f_{c28} / f_e) = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times (2,1/400) = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{st} = 1,51 \text{ cm}^2 \qquad \text{La section choisie est de : } 3\text{Ø}8 \text{ mm.}$$

### 3-1-5-Vérification à L'E.L.S

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS .voir Annexe)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,125}{1,475} = 0,08 \text{ m}$$

On prend  $e_0 = 8 \text{ cm}$

$$Y_s = Z + C$$

Avec :  $Y_s$  c'est la distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée a l'état limite de service.

$$\text{Avec : } C = (h/2) - e_0 = (0,1/2) - 0,08 \rightarrow C = 0,03 \text{ m}$$

$$Z : \text{ définie par l'équation du troisième degré : } Z^3 + PZ^2 + q = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$$P = -3C^2 - \frac{(C-d') * 6\eta * A_{sc}}{b} + \frac{(d-c) * 6\eta * A_{st}}{b}$$

On a :  $\eta = 15$  ; c'est le coefficient d'équivalence acier-béton. ;  $A_{sc} = 0$

$$P = -3(0,03)^2 + (0,09-0,03) * 90 * 1,51 * 10^{-4} = -0,00188 \text{ m}^2$$

$$q = -2C^3 - \frac{(C-d')^2 * 6\eta * A_{sc}}{b} - \frac{(d-c)^2 * 6\eta * A_{st}}{b}$$

$$q = -2(0,03)^3 - (0,09-0,03)^2 * 90 * 1,51 * 10^{-4} = 0,000102 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + (4P^3/27) = 0,102 * 10^{-3} \text{ m}^6$$

$$\Delta > 0 \quad \text{donc : } t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,005 \text{ m}^3$$

$$L = t^{1/3} \quad L = 0,171$$

➤ Calcul de Z :

$$Z = L - (P/3L) \rightarrow Z = 0,167 \text{ m}$$

$$Y_s = Z + C = 0,167 + 0,03 = 0,197 \text{ m}$$

➤ Calcul d'inertie (I):

$$I = b(Y_s)^3/12 + \eta[A_{st}(d-Y_s)^2 + A_{sc}(Y_s-d')^2] \quad \text{avec: } A_{sc} = 0$$

$$I = 1(0,197)^3/12 + 15[1,51 * 10^{-4}(0,09-0,197)^2]$$

$$I = 6,63 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ Calcul des contraintes:

$$\bullet \quad \sigma_b = \frac{N_s}{I} Z y_s < 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_b = 0,73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\eta \right\} = 176 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

- $\sigma_s = 15 \frac{N_s}{I} Z(d - y_s) = 10,9 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 176 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  vérifiée

Donc ; la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

➤ L'armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 1,51 / 4 \rightarrow A_r = 0,38 \text{ cm}^2.$$

### 3-2-CALCUL DE L'ESCALIER

Un escalier est une suite de degrés (marches) permettant d'accéder aux différents étages, dont l'agencement correspond au pas normal d'une personne.

Les escaliers constituant l'Hôtel sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Certain facteur sont respecter dans l'étude de l'escalier :

- ▲ L'esthétique.
- ▲ Facilité à gravir sans qu'implique la conservation de la cadence d'un pas, cette conservation est obtenue par l'application d'une relation entre la hauteur de la marche et le giron, c'est la relation de **BLONDEL**.

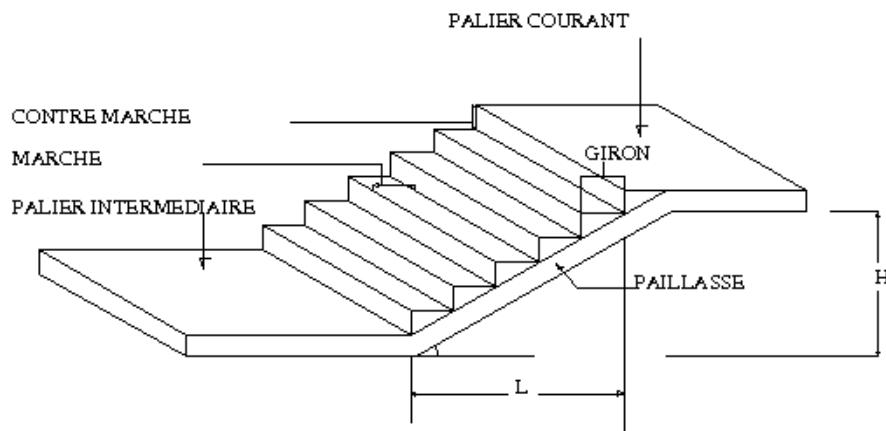


Figure 3-5 Schéma d'un escalier

#### Notations utilisées

- g : Le giron la largeur de marche.
- h : hauteur de la contre marche,
- ep : épaisseur de la paillasse,
- H : hauteur de la volée,
- Lv : longueur de la volée projetée,

### 3-2-1-Dimensionnement d'escalier

#### 3-2-1-1-Le giron et la hauteur de la contre marche

- Pour passer d'un étage à l'autre facilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm :  $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

- Pour vérifie que la condition convient, on utilise la Formule empirique

de « **BLONDEL** » :  $g + 2h = m$

Avec :  $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

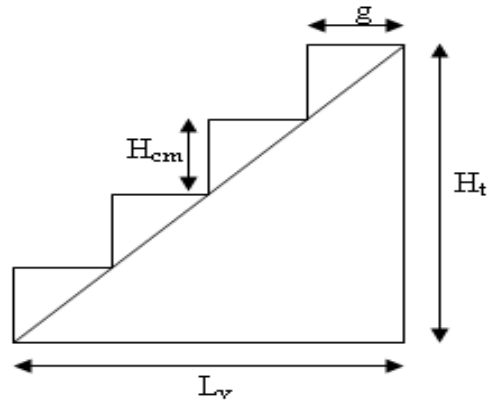
$$14\text{ cm} \leq h = 17\text{ cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{ cm} \leq g = 30\text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

$$59\text{ cm} \leq g+2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

Donc on adopte :  **$h = 17\text{ cm}$**

**$g = 30\text{ cm}$**



**Figure 3-6** Marche et contre marche

### 3-2-1-2-Nombre de la contre marche et de marche

$$N_{c.m} = H/2h \quad /H : \text{ hauteur libre d'étage}$$

$$N_{c.m} = 3.06/2 \times 17 = 9 \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = 8 \text{ marches.}$$

### 3-2-1-3-La longueur de la volée

$$L_v = N_m \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

### 3-2-1-4-L'angle d'inclinaison

$$\text{tg} \alpha = H/L = 153/240 = 0.637$$

$$\alpha = \text{cotg} (0,637) = 32,51^\circ$$

### 3-2-1-5-L'épaisseur de la paillasse

Est calculée suivant la condition

$$l/30 \leq e \leq l/20$$

$$l = H / \sin \alpha = 153 / 0.537 = 284.62$$

$$284,62/30 \leq e \leq 284,62/20$$

$$9,487\text{ cm} \leq e \leq 14,231\text{ cm}$$

On adopte:  **$e=17\text{cm}$** ..... (Pour les raisons de la vérification de la flèche)

## 3-2-2-Evaluation des charges

## 3-2-2-1-Le palier

Tableau 3-1

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre de palier	17	25	4.25
Enduit ciment	2	18	0.36

<b>G =</b>	<b>5.79</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Q =</b>	<b>2.5</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

## 3-2-2-2-La volée (paillasse)

Tableau 3-2

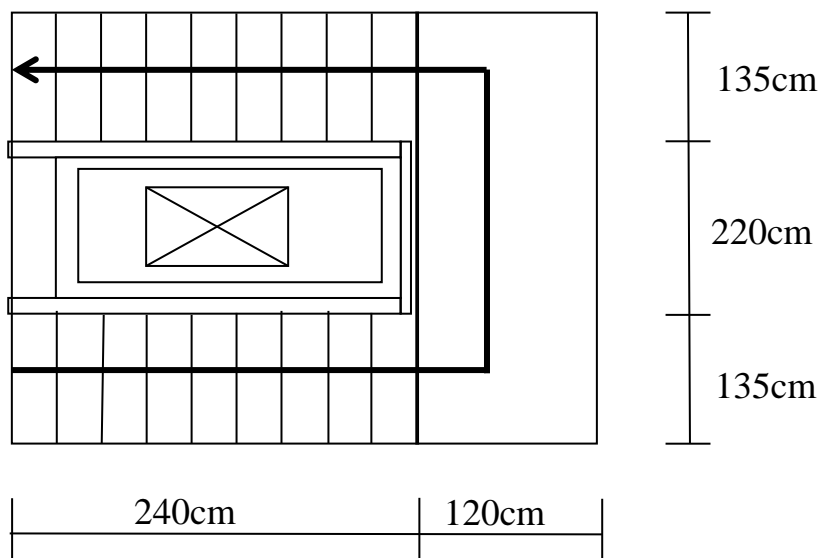
Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m <sup>3</sup>	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre des marches	8.5	25	1.87
Poids propre de la paillasse	17	18/cos32.62	5.039
Enduit ciment	2	18/cos32.62	0.43

<b>G =</b>	<b>8.52</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Q =</b>	<b>2.5</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

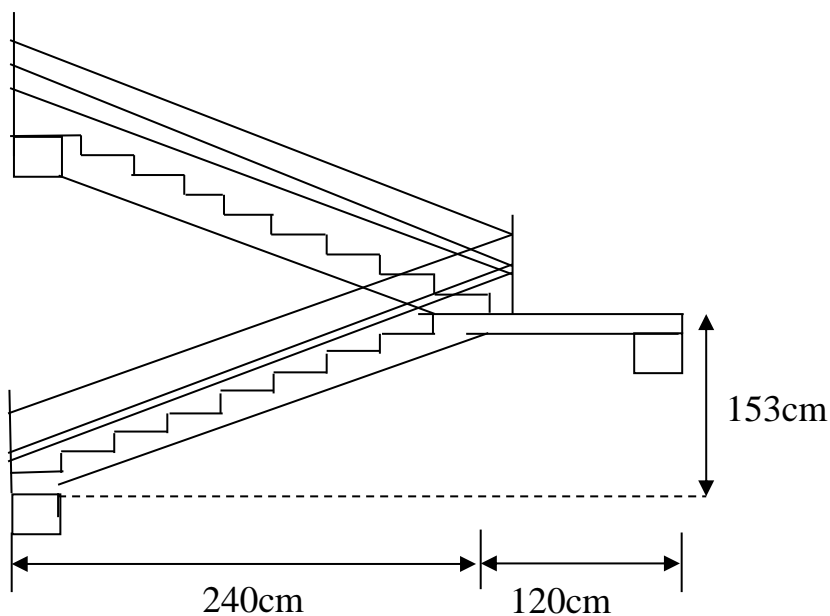
**3-2-3-Ferrailage d'escalier**

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage :  $C \geq 1 \text{ cm}$  soit  $c = 2\text{cm}$ .



**Figure 3-7** Cage d'escalier



**Figure 3-8** La coupe des escaliers

**3-2-3-1-Calcul des sollicitations à ELU**

On a la combinaison à L.E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \text{pour (1ml)}$$

Palier :  $q_1 = 1.35 \times 5.79 + 1.5 \times 2.5 = 11.56 \text{ KN/ml}$

Paillasse :  $q_2 = 1.35 \times 8.52 + 1.5 \times 2.5 = 15.25 \text{ KN/ml}$

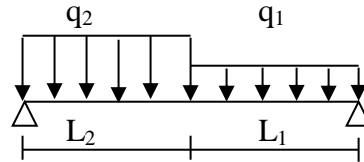
a) Charge équivalente

$$q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

On a :  $L_1 = 1.2 \text{ m}$

$L_2 = 2.40 \text{ m}$

Alors :  $q_{eq} = 14.02 \text{ KN/ml}$



**Figure 3-9**

b) Calcul des moments  $l = 3.6 \text{ m}$

.moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = 22.712 \text{ KN.m}$

.moment en travée :  $M_t = 0.85 \cdot M_0 = 19.305 \text{ KN.m}$

.moment sur appui :  $M_a = 0.30 \cdot M_0 = 6.813 \text{ KN.m}$

c) Calcul des armatures longitudinales :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \dots \quad \gamma_b = 1.5$$

$$F_{bc} = \sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

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

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s$$

$$A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 135 \times 13.5 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$d = h - c - \Phi/2 = 17 - 2 - 1/2 \Rightarrow d = 13.5 \text{ cm}$$

Tableau 3-3

section	b(cm)	d(cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A <sub>smin</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>adopte</sub>
Travée	135	13.5	19.305	0.055	0.07	13.11	2.2	4.23	4T <sub>12</sub> =4.52
Appuis	135	13.5	6.813	0.019	0.023	13.37	2.2	1.49	4T <sub>10</sub> =3.14

d) Espacement maximal

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

-En travée:  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots CV$

-Sur appui :  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots CV$

e) Armature de répartition

-En travée :  $A_{\text{rep}} = A_{\text{ado}}/4 = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$  ; on adopte : **2 T<sub>10</sub>=1.57cm<sup>2</sup>**

-Sur appui :  $A_{\text{rep}} = A_{\text{ado}}/4 = 3.14/4 = 0.785 \text{ cm}^2$  ; on adopte : **2 T<sub>10</sub>=1.57cm<sup>2</sup>**

f) Condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} = 0.23 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{t28}/f_e = 0.23 \times 135 \times 13.5 \times 2.1/400 = 2.2 \text{ cm}^2$$

## 3-2-3-2-Vérification a ELU

a) Contrainte tangentielle du béton• *Fissuration non préjudiciable :*

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa})$$

$$= \min(0.2 \times 25/1.5; 5)\text{MPa} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_{\text{eq}} \cdot L}{2} = \frac{14.02 \times 3.6}{2} = 25.236 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Vu = 25.236 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.138\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.138\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.138\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots CV$$

• *Fissuration très préjudiciable:*

$$\bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28}/\gamma_b = 1.167\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.138 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.167\text{MPa} \dots\dots\dots CV$$

**3-2-3-3-Calcul a E.L.S**

On a la combinaison à L .E.L.S :

$q_{ser} = g + q \dots \dots \dots$  pour (1ml)

Palier :  $q_1 = 5.79 + 2.5 = 8.29 \text{ KN/ml}$

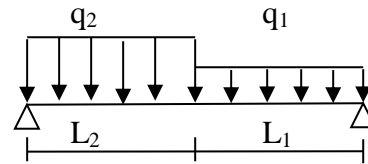
Paillasse :  $q_2 = 8.52 + 2.5 = 11.02 \text{ KN/ml}$

a) Charge équivalente

$$q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

On a:  $L_1 = 1.2 \text{ m}$

$L_2 = 2.4 \text{ m}$



**Figure 3-10**

Alors :  $q_{eq} = 10.11 \text{ KN/ml}$

**3-2-3-4Vérification a L'ELS**

a) Calcul des moments  $l = 3.6 \text{ m}$

.moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = 16.37 \text{ KN.m}$

.moment en travée :  $M_t = 0.85 \cdot M_0 = 13.92 \text{ KN.m}$

.moment sur appui :  $M_a = 0.30 \cdot M_0 = 4.911 \text{ KN.m}$

b) Vérification des contraintes maximales du béton

Il faut vérifier :  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

**.En travée :**  $\alpha = 0.07 \dots \dots$ (Tableau);  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.386$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.443$$

$\alpha = 0.07 \leq 0.443 \dots \dots \dots$  C.V

**.Sur appui :**  $\alpha = 0.023$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.387$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.443$$

$\alpha = 0.023 \leq 0.443 \dots \dots \dots$  C.V

➡ Les conditions sont vérifiées, donc la vérification des fissurations est inutile.

### 3-3-ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

La poutre palier : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palier sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

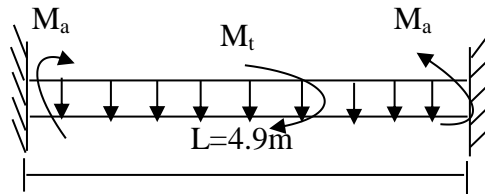


Figure 3-11 La poutre palier

#### 3-3-1-Dimensionnement

La poutre palier est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

➤ Selon le CBA 93

- La hauteur 'h' de la poutre palier doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \\ 33.06 \leq h \leq 49.0 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } \mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

- La largeur b de la poutre palier doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } \mathbf{b = 30}$$

➤ Selon le RPA99/ version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier} , \quad h = 40 \dots \dots \dots CV \\ b \geq 20 : \text{vérifier} , \quad b = 30 \dots \dots \dots CV \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \quad \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

➔ Donc on choisit une section de la poutre palier ( $b \times h = 30 \times 40$ ) cm<sup>2</sup>

### 3-3-2-Calcul de la flexion

#### a) Evaluation des charges

##### Charge permanente :

Poids propre de la poutre :  $0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

Poids de mur sur palier:  $3,06/2 \times 2.78 = 4.25 \text{ KN}$

$$G = 3 + 4.62 = 7.25 \text{ KN/ml}$$

Poids des paliers et paillasse :  $R_1 = \frac{q_{eq} l}{2} = \frac{12.155 \times 3.6}{2} = 21.88 \text{ KN/ml}$

### 3-3-3-Calcul a l'E.L.U

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

#### 3-3-3-1-Combinaisons de charges

$$q_u = 1.35G + R = 1.35 \times 7.25 + 21.88 \Rightarrow q_u = 31.66 \text{ KN/ml}$$

#### 3-3-3-2-les moments $l = 4.9 \text{ m}$

✦ le moment isostatique :  $M_0 = (q_u \times L^2)/8 = 95.02 \text{ KN.m}$

✦ Le moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 80.76 \text{ KN.m}$

✦ Le moment sur appui :  $M_a = 0.3 M_0 = 28.5 \text{ KN.m}$

#### 3-3-3-3-Calcul des armatures

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \dots \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

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

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s$$

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

$$= \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$d = 0.9xh = 0.9 \times 40 \Rightarrow d = 36 \text{ cm}$$

Tableau 3-4

section	b(cm)	d(cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A <sub>s</sub> mi n	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub>
Travée	30	36	80.76	0.146	0.25	33.89	1.30	7.02	6T <sub>14</sub> =9.24
Appui	30	36	28.5	0.051	0.08	35	1.30	2.41	3T <sub>12</sub> =3.39

### 3-3-3-4-Vérification à l' ELU

#### a) Condition de non fragilité

$$A_{s\min} = 0,23 \cdot d \cdot b \cdot (f_{t28}/f_c) \Rightarrow A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} \leq A_{\min} \dots\dots\dots CV$$

#### b) Vérification de la contrainte tangentielle du béton

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{31,66 \times 4,9}{2} = 77,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,718 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,718\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots CV$$

#### c) Calcul des armatures d'âmes

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

$$\text{et : } S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 32,4\text{cm}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,4 \frac{b \cdot S_t}{f_e} = 0,4 \frac{30 \times 32,4}{400} = 0,972\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 0,972 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **2T8 = 1,01cm<sup>2</sup>**

### 3-3-4-Calcul à l'E.L.S

#### 3-3-4-1-Les charges sollicitées

Charge permanente :

- poids propre de la poutre :  $0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$
- Poids de mur sur palier:  $3,06/2 \times 2.78 = 4.25 \text{ KN}$
- poids des paliers et paillasse :  $R_1 = \frac{q.l}{2} = \frac{8.72 \times 3.6}{2} = 15.7 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charge :

$$q_s = G + R = 7.25 + 15.7 \Rightarrow q_s = 23 \text{ KN/ml}$$

- ✦ le moment isostatique :  $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8 = 69 \text{ KN.m}$
- ✦ le moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 58.67 \text{ KN.m}$
- ✦ le moment sur appui :  $M_a = 0.30 M_0 = 20.7 \text{ KN.m}$

#### 3-3-4-2-Vérification à l'ELS

##### a) Contrainte maximale du béton

- En travée :  $\alpha = 0.25$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 80.76 / 58.67 = 1.37$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0.43$$

$$\alpha = 0.25 \leq 0.43 \dots\dots\dots CV$$

- Sur appui :  $\alpha = 0.08$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 28.5 / 20.7 = 1.37$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0.43$$

$$\alpha = 0.08 \leq 0.43 \dots\dots\dots CV$$

##### b) Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{490} = 0.081 \geq 0.062 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.080 \geq 0.085 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.04}{30 \times 36} = 0.008 \leq 0.01 \dots\dots\dots CV$$

➡ *Donc le calcul de la flèche est inutile.*

### 3-4-ETUDE DE LA DALLE PLEINE

#### 3-4-1-balcon

##### 3-4-1-1-Les charges d'étage courant

$$G = 6 \times 1 \text{ ml} = 6 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ ml} = 2,5 \text{ KN/m}$$

##### 3-4-1-2-Poids de la maçonnerie

$$\text{Brique creuse (15cm)} : \quad \rightarrow \quad 1,30 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Enduit en mortier de ciment (2cm)} : \quad \rightarrow \quad 0,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Enduit en mortier de ciment intérieur} : \quad \rightarrow \quad 0,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc la charge} : p = 2,02 \times 3,06 = 6,18 \text{ KN/m}$$

##### 3-4-1-2-Les combinaisons d'action

Tableau 3-5

	E.L.U	E.L.S
G et Q	$q_u = 1,35G + 1,5Q$ $q_u = 11,85 \text{ KN/m}$	$q_s = G + Q = 8,5 \text{ KN/m}$
P	$P_u = 1,35.p = 8,34 \text{ KN/m}$	$P_s = p = 6,18 \text{ KN/m}$

##### 3-4-1-3-Calcul des Moments fléchissant et des efforts tranchants

###### a) E.L.U

Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 1$

$$T(x) = q_u(x) + p_u = 11,85x + 8,34$$

$$T(0) = 8,34 \text{ KN.}$$

$$T(1) = 20,19 \text{ KN.}$$

$$M(x) = -q_u(x^2/2) - p_u x = -11,85 x^2/2 - 8,34x$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1) = -14,26 \text{ KN.m}$$

###### b) E.L.S

Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 1$

$$T(x) = q_s x + P_s = 8,5 x + 6,18$$

$$T(0) = 6,18 \text{ KN.}$$

$$T(1) = 14,68 \text{ KN.}$$

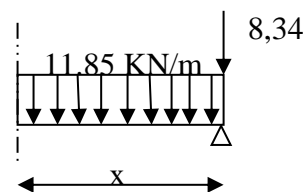


Figure 3-12

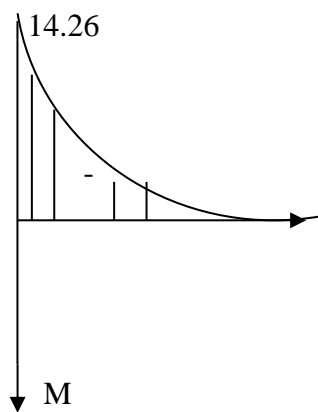
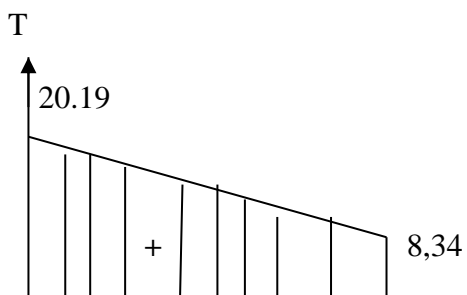
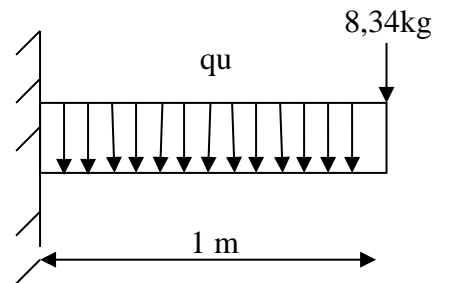
$$M(x) = -q_s (x^2 / 2) - P_s x = -8.5(x^2/2) - 6,18 x$$

$$M(0) = 0$$

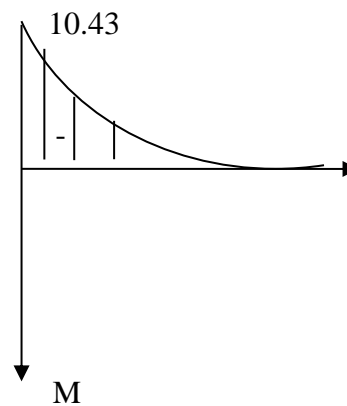
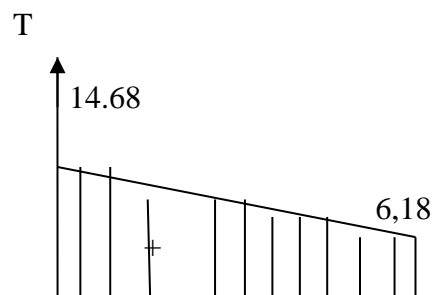
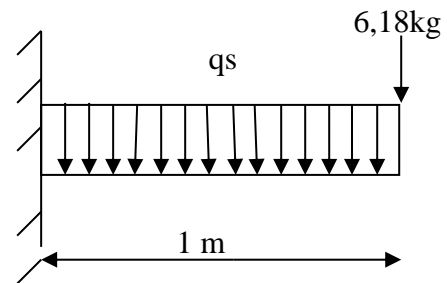
$$M(1) = -10.43 \text{ KN.m}$$

c) Diagrammes de la dalle pleine

E.L.U



E.L.S



**Figure 3-13** Diagrammes de la dalle pleine

**3-4-1-4-Tableau des valeurs maximum de (M) et (T)****Tableau 3-6**

	E.L.U		E.L.S	
x (m)	M(x) (KN.m)	T(x) (KN)	M(x) (KN.m)	T(x) (KN)
0	0	8,34	0	6,18
1	-14,26	20,19	-10,43	14,68

E.L.U

M (max) = 14,26 KN.m

T (max) = 20,19 KN

E.L.S

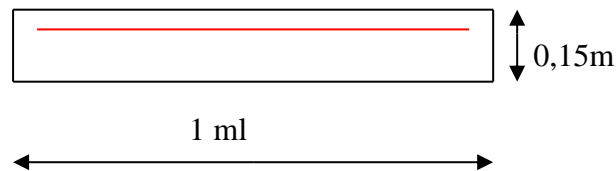
M (max) = 10,43 KN.m

T (max) = 14,68 KN

**3-4-1-5-Détermination du ferrailage**

Pour déterminer le ferrailage on prend les dalles pleines les plus défavorables qui représentent les moments et les efforts tranchantes maximum.

On considère le balcon comme une poutre en consol soumise à la flexion simple.

**Figure 3-14**a) Les données

h = 0,15m

b = 1 m

d = 0,9\*h = 0,135m

Béton Fc28 = 25MPa

Acier HAFeE40 = 400MPa

b) CalculLes contraintes :  $F_{bc}=14,14$  MPa ;  $\sigma_{st}=348$  MPaE.L.U• **Moment ultime réduit**

$$\mu_u = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 14,26 \cdot 10^{-3} / 1 \times 0,0182 \times (14,17) = 0,055 < 0,186$$

Donc : les armatures de compression ne pas nécessaires.

- **Position relative de la fibre neutre**

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}) \Rightarrow \alpha = 0,071$$

- **Bras de levier**

$$Z = 0,135 (1 - 0,4(0,071)) \Rightarrow z = 0,131\text{m}$$

**Section d'armature**

$$A_{st} = M_u / z \cdot \sigma_{st}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 14,26 \cdot 10^{-3} / (348) \cdot (0,131) = 0,000312 \Rightarrow A_{st} = 3,12 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{st} \min \geq 0,23 \cdot d \cdot b \cdot f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{\min} \geq 0,23 \cdot 1 \cdot 0,135 \cdot 2,1 / 400$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{st} \geq A_{\min} \Rightarrow$  la condition de non fragilité est vérifiée.

Le choix de :  $A_{st} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$ .

**Armatures de répartition**

$$A_r = A_{st} / 4$$

$$A_r = 4,52 / 4 = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ on choisit : } 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

**Vérification à ELS**

Les balcons sont exposés aux intempéries. Donc la fissuration est préjudiciable.

$$(\gamma - 1/2) + F_c 28 / 100 > \alpha \quad ; \text{ avec } \gamma = M_u / M_s.$$

$$\gamma = 14,28 / 10,43 = 1,37$$

$$(1,37 - 1/2) + 25 / 100 = 0,435 > 0,164 \quad ; \text{ donc les armatures sont vérifiées.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = T_u \max / b \cdot d = 20,19 \cdot 10^{-3} / 1 \cdot 0,135$$

$$= 0,149 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(F_c 28 / \gamma b ; 4 \text{ MPa}) = \min(2,5 ; 4)$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u > \tau_u \Rightarrow$  la condition est vérifiée c'est à dire il n'est pas nécessaire de prévoir les armatures transversales.

- **Vérification de la flèche**

$$h/L > 1/13 \Rightarrow 0,15/1 > 0,0625$$

$$A_{st} / b \cdot d < 4,20 / F_e \Rightarrow 4,52 / 1 \cdot 0,135 \cdot 10^{-4} < 4,20 / 400$$

$\Rightarrow 0,0033 < 0,0105$ . Donc la flèche est vérifiée.

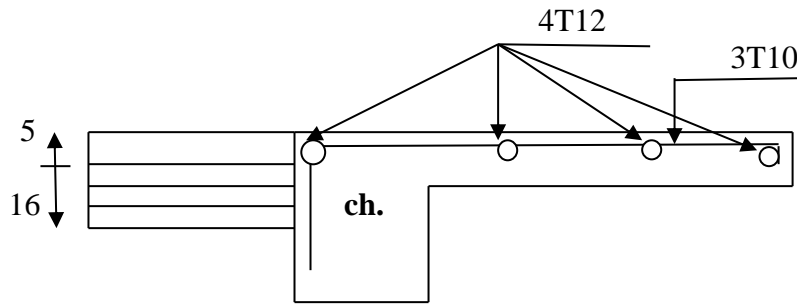


Figure 3-15 ferrailage dalle plane

### 3-5-ETUDE DU PLANCHER

#### 3-5-1-Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capable de reprendre les charges verticales. Le plancher est composé d'une dalle de compression d'épaisseur 5cm et le corps creux qui est utilisé comme un coffrage perdue est les poutrelles qui jouent le rôle d'un élément résistant.

Le calcul des poutrelles se fait par travée, cette supposition est justifiée comme suit :

- ✓ la réalisation des poutrelles sur chantier se fait par travée et non pas continue d'une part et d'autre part la continuité entre les poutrelles n'est pas parfaite.

#### 3-5-2- Différentes charges des poutrelles

Tableau 3-7

Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	b (m)	Combinaison d'action	
				E.L.U (KN/ml) $q_u = b (1.35G + 1.5Q)$	E.L.S (KN/ml) $q_s = b (G + Q)$
SS+RDC....6 <sup>eme</sup> étages	5,56	1,5	0,65	6.341	4.59
Terrasse	6,07	1	0,65	6.301	4.264

#### 3-5-3-Détermination des Efforts Tranchants et des Moments Fléchissant

D'après le **B.A.E.L 91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.

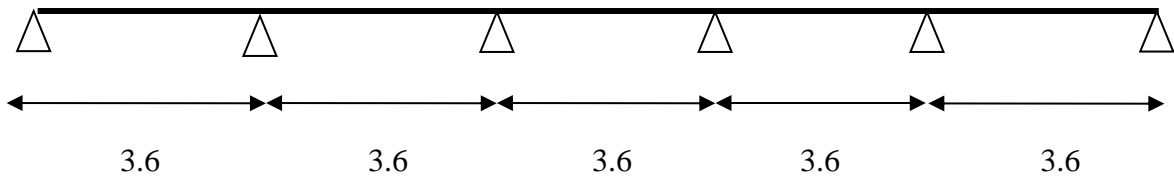
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

Pour la méthode de Caquot s'applique généralement aux plancher des constructions industrielles.

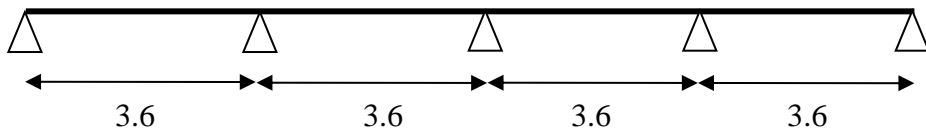
**3-5-4-Méthode forfaitaire**

- **Type de poutrelle**

**Type 01 :**



**Type 02 :**



*1<sup>ère</sup> Condition :* .....  $Q \leq \min (2G, 5KN/m^2)$

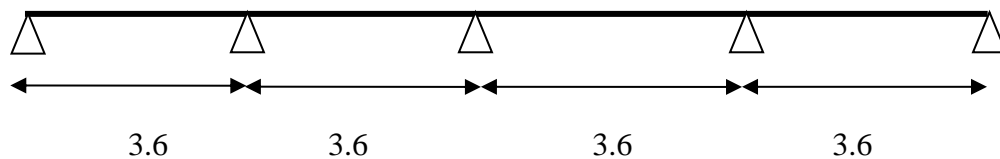
- Plancher terrasse :

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (12.14, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$  .....CV

- Plancher SS+RDC+étages :

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (11.12, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$  .....CV

*2<sup>ème</sup> Condition:* .....  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$



•  $0.8 \leq \frac{3.6}{3.6} = 1 \leq 1.25$  .....CV

- $0.8 \leq \frac{3.6}{3.6} = 1 \leq 1.25$  .....CV

3<sup>ème</sup>. **Condition** : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité «  $I = \text{constante}$  » .....CV

4<sup>ème</sup>. **Condition** : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

—————> D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « la méthode forfaitaire ».

**3-5-5-Application de la méthode (plancher SS+RDC+ étages)**

Soit :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$M_w$  ;  $M_e$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

$M_t$  : moment maximal dans la travée considérée.

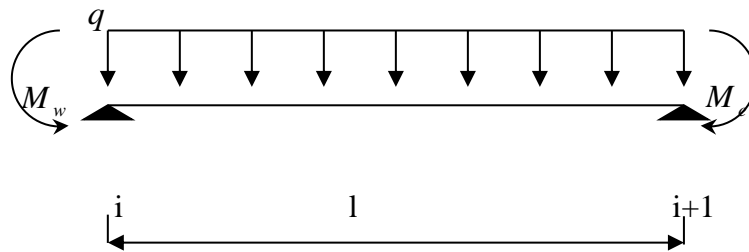
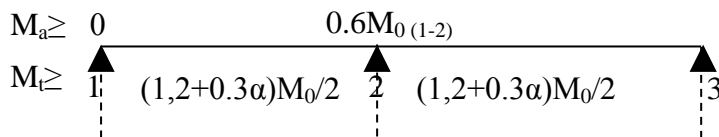


Figure 3-16

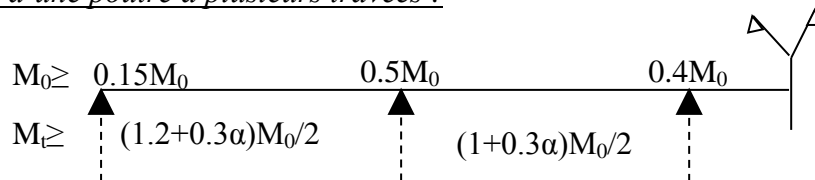
D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de  $M_w$ ,  $M_e$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$
- $\begin{cases} M_t \geq (1+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{..... Dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{..... Dans une travée de rive} \end{cases}$

- cas d'une poutre à deux travées :  $M_{0(1-2)} = \max (M_{01} ; M_{02})$



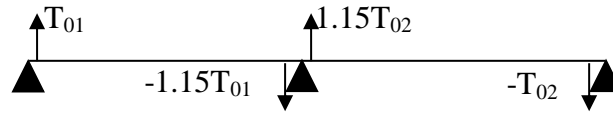
- cas d'une poutre à plusieurs travées :



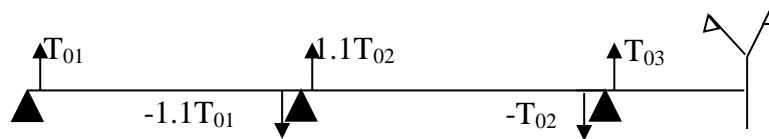
Remarque : dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à :  $M_a = -0.15M_0$

Les efforts tranchants :

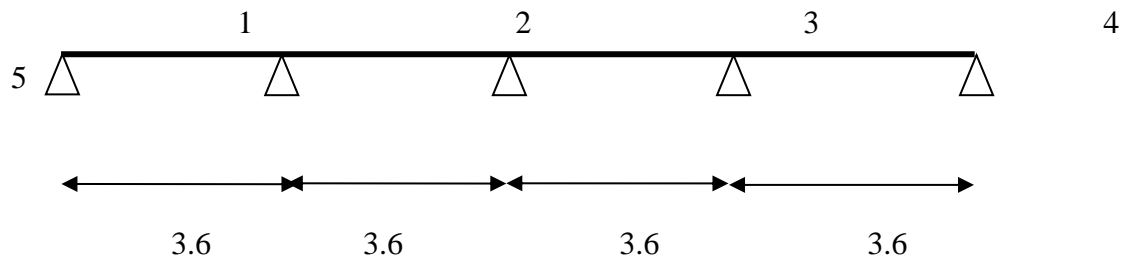
- cas d'une poutre à deux travées :



- cas d'une poutre à plusieurs travées :



**3-5-5-1-Evaluation des charges (charge sollicitée sur les poutrelles)**



Charge permanente : .....  $G = 5.56 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : .....  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.56+1.5} = \mathbf{0.212}$$

$$(1+0.3 \alpha) = (1+0.3 \times 0.212) = \mathbf{1.063}$$

$$(1+0.3 \alpha)/2 = (1+0.3 \times 0.212)/2 = \mathbf{0.531}$$

$$(1.2+0.3 \alpha)/2 = (1.2+0.3 \times 0.212)/2 = \mathbf{0.631}$$

**a) Calcul à l'état limite ultime :**

**Combinaison de charge :** ..... (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = [1.35 (5.56) + 1.5 (1.5)] \times 0.65 = \mathbf{6.341 \text{ KN/ml}}$$

**Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_{o(1-2)} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6.341(3.6)^2}{8} = \mathbf{10.2 \text{ KN.m}}$$

Dans ce cas on a :

$$M_{o(1-2)} = M_{o(2-3)} = M_{o(3-4)} = M_{o(4-5)} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6.341(3.6)^2}{8} = \mathbf{10.2 \text{ KN.m}}$$

**• Les moments sur appuis :**

$$M_{a1} = 0.15 M_{o(1-2)} = 0.15 \times \mathbf{10.2} = \mathbf{1.53 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{o(1-2)} = 0.5 \times \mathbf{10.2} = \mathbf{5.1 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{o(3-4)} = 0.4 \times \mathbf{10.2} = \mathbf{4.08 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.5 M_{o(3-4)} = 0.5 \times \mathbf{10.2} = \mathbf{5.1 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.15 M_{o(3-4)} = 0.15 \times \mathbf{10.2} = \mathbf{1.53 \text{ KN.m}}$$

**• Les moments en travée :**

**Travée de rive :**

**Travée (1-2) et (4-5):**

$$M_{t(1-2),(4-5)} : \max \begin{cases} 1.05 (10.2) - (1.53 + 5.1)/2 = 7.395 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.212) \times 10.2/2 = 6.444 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(1-2),(4-5)} = \mathbf{7.395 \text{ KN.m}}$$

**Travée intermédiaire :**

**Travée (2-3) et (3-4):**

$$M_{t(2-3),(3-4)} : \max \begin{cases} 1.05 (10.2) - (5.1 + 4.08)/2 = 6.12 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.212) \times 10.2/2 = 5.424 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(2-3),(3-4)} = \mathbf{6.12 \text{ KN.m}}$$

**• Calcul des efforts tranchant :**

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 6.341 \times 3.6/2 = \mathbf{11.413 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 11.413 = \mathbf{12.555 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.341 \times 3.6/2 = \mathbf{12.555 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6.341 \times 3.6/2 = \mathbf{11.413 \text{ KN}}$$

$$T_{w(3-4)} = q_u L/2 = 6.341 \times 3.6/2 = \mathbf{11.413 \text{ KN}}$$

$$T_{e(3-4)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.341 \times 3.6/2 = \mathbf{12.555 \text{ KN}}$$

$$T_{w(4-5)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.341 \times 3.6/2 = \mathbf{12.555 \text{ KN}}$$

$$T_{e(4-5)} = q_u L/2 = 6.341 \times 3.6/2 = \mathbf{11.413 \text{ KN}}$$

**b) Calcul à l'état limite de service :**

**Combinaison de charge :** .....(Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 \Rightarrow q_s = (5.56+1.5) \times 0.65 = \mathbf{4.59 \text{ KN/m}}$$

**Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_{o(1-2)} = \frac{Q_s l^2}{8} = \frac{4.59(3.6)^2}{8} = \mathbf{7.435 \text{ KN.m}}$$

Dans ce cas on a :

$$M_{o(1-2)} = M_{o(2-3)} = M_{o(3-4)} = M_{o(4-5)} = \frac{Q_s l^2}{8} = \frac{4.59(3.6)^2}{8} = \mathbf{7.435 \text{ KN.m}}$$

**Les moments sur appuis :**

$$M_{a1} = 0.15 M_{o(1-2)} = 0.15 \times 7.435 = \mathbf{1.115 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{o(1-2)} = 0.5 \times 7.435 = \mathbf{3.717 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{o(3-4)} = 0.4 \times 7.435 = \mathbf{2.974 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.5 M_{o(3-4)} = 0.5 \times 7.435 = \mathbf{3.717 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.15 M_{o(3-4)} = 0.15 \times 7.435 = \mathbf{1.115 \text{ KN.m}}$$

**Les moments en travée :**

**Travée de rive :**

**Travée (1-2) et (4-5):**

$$M_{t(1-2),(4-5)}: \max \begin{cases} 1.05 (7.435) - (1.115 + 3.717)/2 = 5.386 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.212) \times 7.435 / 2 = 4.694 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(1-2),(4-5)} = \mathbf{5.386 \text{ KN.m}}$$

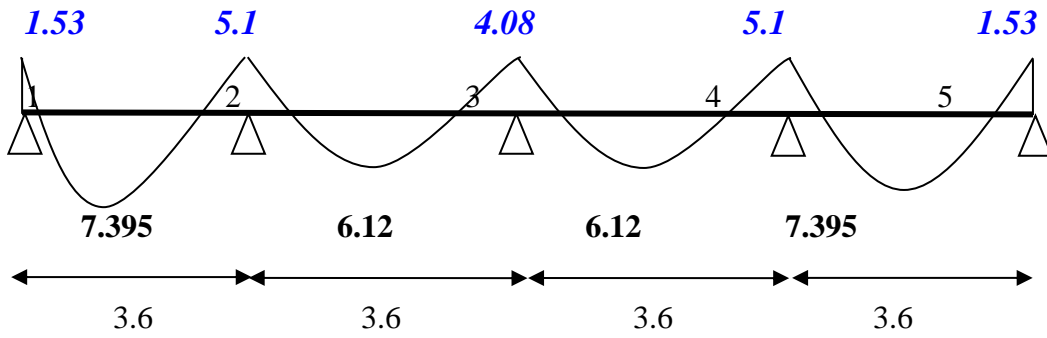
**Travée intermédiaire :**

**Travée (2-3) et (3-4):**

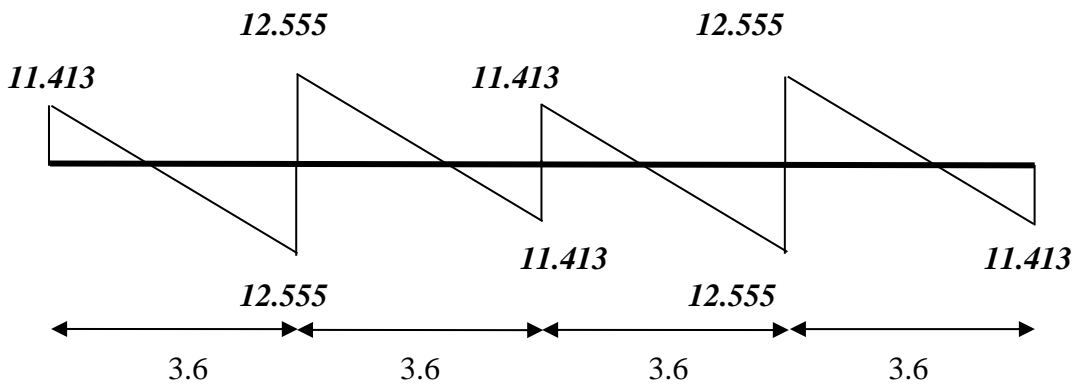
$$M_{t(2-3),(3-4)}: \max \begin{cases} 1.05 (7.435) - (3.717 + 2.974)/2 = 4.457 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.212) \times 7.435 / 2 = 3.951 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(2-3),(3-4)} = \mathbf{4.457 \text{ KN.m}}$$

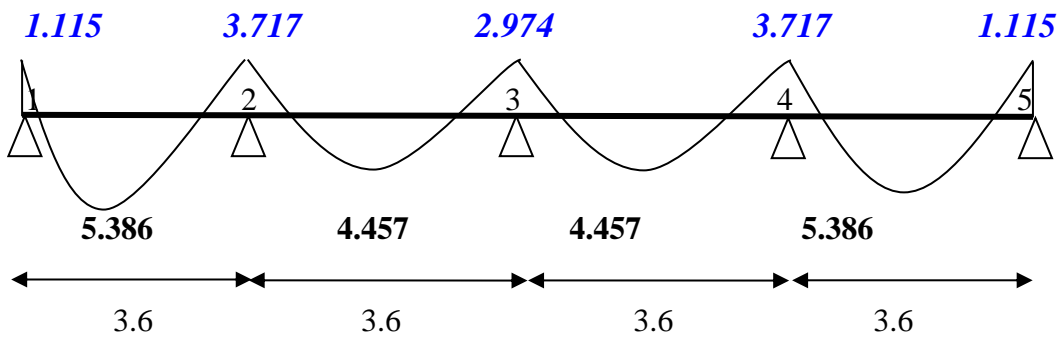
**3-5-5-2-Diagrammes des moments et des efforts tranchants**



**Diagramme des moments à L'.ELU**



**Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU**



**Diagramme des moments à P.E.L.S.**

### 3-5-5-3-Détermination des armatures

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

#### a) le moment de la table de compression

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h/2) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot (0,19 - 0,021) \cdot 10^3 = 77,828 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max} \rightarrow$  Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire :  $b \times h = (65 \times 21) \text{ cm}^2$

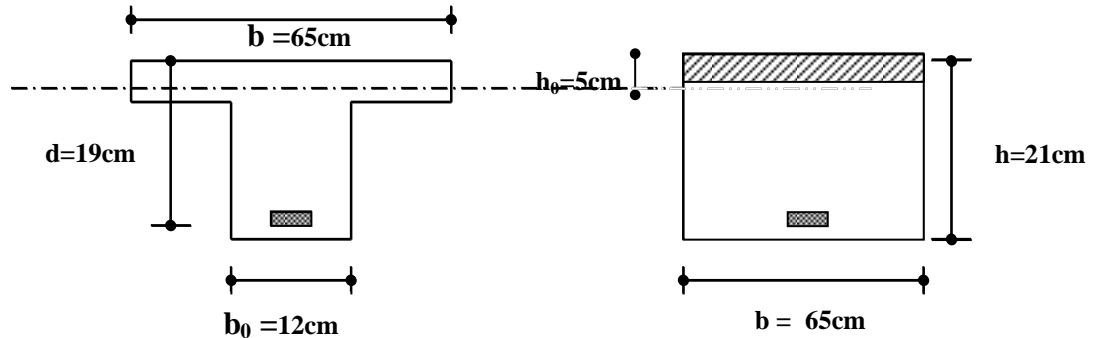


Figure 3-17

### 3-5-5-4-Ferrailage des poutrelles

#### • ELU :

- En travée

$$M_{u \max} = 7,395 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u \max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = 0,022 < 0,186$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \Rightarrow \alpha = 0,028$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \Rightarrow z = 0,187 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \max}}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix est } \underline{A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 = 2T12}$$

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{st} > 1,49 \text{ cm}^2 \rightarrow c. v$$

- En appuis :

$$M_{u \max} = 5,1 \text{ KN.m} \Rightarrow 0,0051 \text{ MN.m}$$

La section est considérée comme une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 21 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_{u \max}}{b_0 * d^2 * f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0,083 < 0,186 \Rightarrow \text{La section est simple d'armature.}$$

$$\alpha = 0,108$$

$$z = 0,181 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix} \Rightarrow A_{st} = 1,54 \text{ cm}^2 = 1T14$$

### Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \frac{0,23 * b * d * f_{tj}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{st} > 0,27 \rightarrow \text{c.v}$$

### • ELS:

Les aciers sont de type FeE400 et la fissuration est peut nuisible donc la vérification des contraintes se simplifie et devenue comme suit :

$$\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

### En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = 1,37 \text{ avec } \alpha = 0,43$$

$$\alpha < 0,45 \dots \text{c'est vérifier}$$

### En appuis :

$$\gamma = \frac{5,1}{3,717} = 1,37 \quad \alpha = 0,43 \Rightarrow \alpha < 0,45 \dots \text{C.V}$$

### Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \quad \tau_u = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{C.V}$$

### 3-5-5-5-Armature transversal :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_1, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10} \right) \quad \text{On prend} \quad \phi_t = 6 \text{ mm}$$

### 3-5-5-6-Calcul de l'espacement :

D'après le R P A 99

✓ Zone nodale

$$s_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi_1, 30 \text{ cm} \right) \quad \text{On prend} \quad : s_t = 5 \text{ cm}$$

✓ Zone courant

$$s_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{On prend} \quad s_t = 10 \text{ cm}$$

**Condition de non fragilité**

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \geq 0,4 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**Vérification aux glissements**

$$\text{En appui : } T_u - \frac{M_u}{0,9*d} \leq 0 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} T_u = 12.555 \text{ KN} \\ M_u = 5.1 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow -17.27 < 0 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis

**Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{admissible} \quad \text{avec} \quad f_{admissible} = \frac{L}{500} + 0.5 \text{ cm}$$

$$L = 3.6 \text{ m} \Rightarrow f_{admissible} = 0.0086 \text{ m}$$

**Calcul de  $f$  :**

$$I_0 = \frac{b * h^3}{12} + 15 * A_{st} * \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$= \frac{0.65 * 0.21^3}{12} + 15 * 2.26 * 10^{-4} * \left(\frac{0.21}{2} - 0.021\right)^2$$

$$I_0 = 5.25 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\varphi * (2 + 3 * \frac{b_0}{b})} \quad \text{Avec} \quad \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 * d} = \frac{2.26 * 10^{-4}}{0.12 * 0.19} \Rightarrow \varphi = 0.009$$

$$\text{Donc } \lambda_i = 4.147$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \varphi * \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.31$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu} \quad I_{fi} = 4.24 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i * I_{fi}} = 0.0039 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Donc } f = \frac{L^2}{10} * \frac{1}{\gamma} \Rightarrow f = 0.00505 \text{ m} < f_{admissible} = 0.0086 \text{ c.v}$$

**3-5-6-Ferrailage de la dalle de compression :**

D'après le règlement CBA93 :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée par treillis soudés de diamètre  $\phi$  5mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_e = 400 \text{ MPa.} \\ A_1 \geq \frac{4.L}{f_e}. \text{ Avec} \end{array} \right. \Rightarrow A_1 \geq 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$L = 65 \text{ cm.}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,325 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Donc : On adopte un treillis soude de  $\phi 6$  et un espacement  $(20 \times 20) \text{ cm}^2$ .

### 3-5-7-Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3-8- ferrailage des poutrelles**

	niveau	Arm long (cm <sup>2</sup> )				Arm trans (cm <sup>2</sup> )	T.S
		A <sub>st</sub> calculé		A <sub>st</sub> choisie			
		Travée	Appui	Travée	Appui		
Poutrelle	SS+R DC+et ages	2.21	1.14	2T12	1T14	Ø 6	Ø 6 E <sub>sp</sub> (20x20) cm <sup>2</sup>
	Terrasse	2.16	1.13	2T12	1T14		

#### 4-1-GENERALITE

Le séisme est un phénomène naturel, il se propage sous forme d'ondes qui à leurs tours engendrent un mouvement du sol et par conséquent des efforts verticaux et horizontaux.

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux efforts de l'action sismique sont à reformulés dans les critères ci-après relatifs à la résistance, la durabilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité de fondations.

#### 4-2-METHODE DE CALCUL

Selon le **R.P.A 99 V2003**, le calcul de la force sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- Par méthode statique équivalente.
- Par méthode analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique accélérogramme

Dans ce projet on utilise La méthode d'analyse modale spectrale puisqu'elle peut être utilisée dans tous les cas.

Nous avons eu recours donc à une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**SAP2000**).

#### 4-3-METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

##### 4-3-1Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

##### 4-3-2Domaine d'application

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

##### 4-3-3-Coefficient d'accélération de zone « A »

D'après le **R.P.A 99 V2003** :

$$A = 0,12 \text{ (Zone 1, groupe 1B)}$$

##### 4-3-4-coefficient de comportement global de la structure R

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :  $R=5$

##### 4-3-5-Facteur de qualité « Q »

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_{n=1}^6 pq$$

$pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité 'q' est satisfait aux conditions à vérifiées.

#### 4-3-5-1-Condition minimales sur les files de contreventement

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter a tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est  $< 1.5$

- Sens longitudinal (5 travées)

$$\left. \begin{array}{l} 3.6 / 3.6 = 1 < 1.5 \quad \text{C.V} \\ 3.6 / 3.6 = 1 < 1.5 \quad \text{C.V} \\ 3.6 / 3.6 = 1 < 1.5 \quad \text{C.V} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Critère non observé ( } Pq = 0 \text{ )}$$

- Sens transversal (5 travées)

$$\left. \begin{array}{l} 5.3 / 5.2 = 1.01 < 1.5 \quad \text{C.V} \\ 5.2 / 5.2 = 1 < 1.5 \quad \text{C.V} \\ 5.2 / 5.2 = 1 < 1.5 \quad \text{C.V} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Critère non observé ( } Pq = 0 \text{ )}$$

#### 4-3-5-2-Redondance en plan

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins quatre files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximal et minimale et d'espacement ne dépassant pas 1.5

- Sens longitudinal

$$L_{\max}/L_{\min} = 3.6 / 3.6 = 1 < 1.5 \quad \longrightarrow \text{Critère non observé ( } Pq = 0 \text{ )}$$

- Sens transversal

$$L_{\max}/L_{\min} = 5.3 / 5.2 = 1 < 1.5 \quad \longrightarrow \text{Critère non observé ( } Pq = 0 \text{ )}$$

#### 4-3-5-3-Régularité en plan

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée.

- La structure a une forme compacte, et le rapport:

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 18.3 / 26.4 = 0.69 < 4$$

- La Somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

• La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc le critère est observé  $pq = 0$

L'excentricité ne doit pas dépasser les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculaire à la direction de l'action sismique considérée.

#### 4-3-5-4-Régularité en élévation

• Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

• La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

• La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

• La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation  $pq = 0$

#### 4-3-5-5-Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :  $pq = 0,05$

#### 4-3-5-6-Contrôle de la qualité d'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé :  $pq = 0,1$

$$Q = 1 + \sum_{n=1}^6 pq$$

Sens longitudinal

Sens transversal



$$Q_x = 1 + 0,15 = 1,15$$

$$Q_y = 1 + 0,15 = 1,15$$

#### 4-3-6-Facteur de correction d'amortissement "η"

$$\bullet \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \dots \dots \text{Formule 4.3 : RPA 99}$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

♦  $\xi = 7 \%$  pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} \Rightarrow \eta = 0,8819.$$

**4-3-7-période T1 et T2 du site considérée s3**

$$\begin{cases} T_1 = 0,15. \\ T_2 = 0,5. \end{cases}$$

**4-3-8-Facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

T2 période caractéristique, associée à la catégorie du site

T La valeur de la période fondamentale de la structure

hN : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

site (3) :  $T_2 = 0,5 \text{ s}$

$$\text{Min} \begin{cases} T = C_T \times (h_n)^{3/4} \\ T = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

$C_T$  est donné par le tableau 4.6 du **RPA99/v2003** page 42.

Avec :

$C_T = 0,05$  (portiques auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie).

$h_n = 24.82\text{m}$  (hauteur totale du bâtiment)

L : dimension du bâtiment dans la direction du séisme.

- Sens longitudinal

$$T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$\text{Min} \begin{cases} T = 0,05 \times (24.82)^{3/4} = 0,556 \text{ s} \\ T = \frac{0,09 \times 24.82}{\sqrt{18.3}} = 0,522 \text{ s.} \end{cases} \Rightarrow T = 0,522 \text{ s}$$

On a :

$$T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_L = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{avec : } \xi = 7\% \text{ (portique en béton armé avec remplissage dense)}$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+6}} = 0,8819 > 0,7$$

$$\Rightarrow D_L = 2,5 \times 0,8819 \times \left( \frac{0,5}{0,522} \right)^{2/3} = 2,13$$

$$\Rightarrow D_L = 2,13$$

- Sens transversal

$$T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$\text{Min} \begin{cases} T = 0,05 \times (24.82)^{3/4} = 0,556 \text{ s} \\ T = \frac{0,09 \times 24,82}{\sqrt{26.4}} = 0,434 \text{ s.} \end{cases} \Rightarrow T = 0,434 \text{ s}$$

On a :

$$T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_t = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{avec : } \xi = 7\% \text{ (portique en béton armé avec remplissage léger)}$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,8819 > 0,7$$

$$\Rightarrow D_t = 2,5 \times 0,8819 \times \left( \frac{0,5}{0,434} \right)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D_t = 2,41$$

#### 4-3-9-spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (**RPA99**, )

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1+ (T/T_1) (2,5\eta (Q/R)-1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R)(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A)(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{3/5}(Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

S<sub>a</sub> /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s<sup>2</sup>

#### 4-3-10-Détermination des paramètres des combinaisons d'action

$$\begin{cases} ELU = 1.35 * G + 1.5Q \\ ELS = G + Q \\ G + Q \mp 1.2 * E \\ G + Q \mp E \\ 0.8 * G \mp E \end{cases}$$

#### 4-3-11-estimation de la période fondamentale de la structure

La formule empirique  $T = C_T * h_N^{\frac{3}{4}}$

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

→  $h_N = 24.82 \text{ m}$

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA99/v2003 page 45.

Portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie

→ ( $C_T = 0.05$ )

$$T = 0.05 * (24.82)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0.556 \text{ s}$$

#### 4-3-12-Modélisation

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'article **4.3.2.b** du **RPA 99**, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales de l'hôtel (*notion de diaphragme*).

## 4-3-13-Variante choisit

Tableau-4-1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
	Mode	1	0,784967	0,0001	0,69824	4,609E-07	0,0001	0,69824	4,609E-07
	Mode	2	0,718091	0,60599	0,00024	0,000002763	0,6061	0,69849	0,000003224
	Mode	3	0,620071	0,01567	0,00094	5,859E-07	0,62177	0,69943	0,00000381
	Mode	4	0,233096	0,00027	0,09151	0,000002149	0,62204	0,79093	0,000005959
	Mode	5	0,197188	0,01273	0,01899	0,000006515	0,63477	0,80993	0,00001247
	Mode	6	0,170564	0,11573	0,00249	0,000007421	0,7505	0,81242	0,0000199
	Mode	7	0,159193	0,04539	0,00041	0,000008318	0,79589	0,81282	0,00002821
	Mode	8	0,10532	0,00004759	0,000009514	0,13166	0,79594	0,81283	0,13169
	Mode	9	0,100774	0,00234	0,03036	0,00017	0,79828	0,8432	0,13186
	Mode	10	0,071016	0,10383	0,00119	0,00016	0,9021	0,84439	0,13202
	Mode	11	0,054691	3,053E-13	0,05456	0,00252	0,9021	0,89895	0,13454
	Mode	12	0,079142	1,235E-15	3,552E-13	0,55797	0,9021	0,89895	0,69252

## 4-3-14-Poids total de la structure

$$W_T = \sum W_i$$

Avec:

$$W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

$$\beta = 0,2 \text{ (coefficient de pondération)}$$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, on a le tableau suivant qui est donnée par le logiciel SAP2000

**Tableau-4-2** Masse des différents niveaux

	W <sub>étage</sub> (ton)	Niveau Z (m)
M <sub>1</sub>	508.5	0
M <sub>2</sub>	470.33	3.4
M <sub>3</sub>	460.91	6.46
M <sub>4</sub>	456.03	9.52
M <sub>5</sub>	446.93	12.58
M <sub>6</sub>	442.71	15.64
M <sub>7</sub>	443.86	18.7
M <sub>8</sub>	482.61	21.76
M <sub>9</sub>	67.36	24.82
Masse totale	3779.24	

#### 4-3-15-calcul de la force sismique

D'après le **RPA 99 V2003** la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si  $V_t < 0,80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0,8**  $V/V_t$ .
- Après analyse, on obtient les résultats suivants :

$$V_{xdyn} = E_x = 2726,3 \text{ KN}$$

$$V_{ydy} = E_y = 3065,09 \text{ KN}$$

#### ➤ *Méthode statique équivalente (Vérification) :*

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W$$

Avec

- A=0,12
- D<sub>x</sub>=1.95
- D<sub>y</sub>=2.19
- $\eta = 0,8819$
- R=5
- Q<sub>x</sub>=1.15

- $Q_y = 1.15$

Donc  $V_{xst} = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,12 \times 1,95 \times 1,15}{5} \times 37792,4 = 2033,98 \text{ KN}$

$$V_{yst} = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,12 \times 2,19 \times 1,15}{5} \times 37792,4 = 2284,32 \text{ KN}$$

$$V_{xdyn} = 2726,3 \text{ KN} > 0,8 V_{xst} = 0,8 \times 2033,98 = \mathbf{1627,18 \text{ KN}} \quad \longrightarrow$$

CV

$$V_{ydyn} = 3065,09 \text{ KN} > 0,8 V_{yst} = 0,8 \times 2284,32 = \mathbf{1827,45 \text{ KN}} \quad \longrightarrow$$

CV

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

"V dynamique > V statique est vérifiée"

T dynamique < 1.3 T empirique

$T_x \text{ dynamique} = 0,5 < T \text{ empirique } 1,3 (0,522) = 0,678 \text{ CV}$

$T_y \text{ dynamique} = 0,5 < T \text{ empirique } 1,3 (0,434) = 0,564 \text{ CV}$

## 5-1-INTRODUCTION

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (*ossature auto stable*).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (*SAP2000*), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

## 5-2-FERRAILLAGE DES POTEAUX

### 5-2-1-Combinaisons spécifiques de calcul

- ◆ *Combinaisons fondamentales* : « 1<sup>er</sup> genre » **BAEL 91**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots\dots\dots (ELU) \\ G + Q \dots\dots\dots (ELS) \end{array} \right.$$

- ◆ *Combinaisons accidentelles* : « 2<sup>ème</sup> genre » **RPA 99**

$$\left\{ G + Q \pm 1,2 \times E \right.$$

### 5-2-2-Vérification spécifiques

#### 5-2-2-1-Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but est d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = N_d / B_c \cdot f_{c28} \leq 0,30$$

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de poteau

$B_c$  : L'air du poteau.

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

Tableau 5-1

poteaux	Bc (cm <sup>2</sup> )	fc28(MN/m <sup>2</sup> )	Nd (MN)	$\nu \leq 0,30$
SS	$0.45 \times 0.45 = 0.202$	25	1,512	0.299 CV
RDC	$0.45 \times 0.45 = 0.202$	25	1,323	0.261 CV
1er étage	$0.40 \times 0.40 = 0.16$	25	1,134	0.283 CV
2eme étage	$0.40 \times 0.40 = 0.16$	25	0,945	0.236 CV
3eme étage	$0.35 \times 0.35 = 0.122$	25	0,756	0.247 CV
4eme étage	$0.30 \times 0.30 = 0.09$	25	0,567	0.252 CV
5eme étage	$0.30 \times 0.30 = 0.09$	25	0,378	0.168 CV
6eme étage	$0.30 \times 0.30 = 0.09$	25	0,189	0.084 CV

### 5-1-2-2-Sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \rho d \times f_c \quad \text{RPA 99V2003, P72, §7.4.3.2}$$

Avec  $\tau_{bu} = V_u / b \times d$

$V_u$  : Effort tranchant sous combinaison sismique

$d$  : 0.9 h

$b$  : la largeur de la section étudiée

$$\text{avec } \begin{cases} \rho d = 0.075 \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho d = 0.04 \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right),$$

Avec  $a, b$  : les dimensions de la section droite du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement du poteau.

**Tableau 5-2** Efforts tranchants des différents étages

Niveau		$V_u$ (max)
SS	(45×45)	163,2 KN
RDC	(45×45)	155,7 KN
1er étage	(40×40)	137,1 KN
2eme étage	(40×40)	133,9 KN
3eme étage	(35×35)	138 KN
4eme étage	(30×30)	142,5 KN
5eme étage	(30×30)	142,7 KN
6eme étage	(30×30)	142,8 KN

**Tableau 5-3**

poteaux	$\lambda g$	$\tau_{bu}$	$\rho d$	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)
SS (45×45)	5.28	0.145	0.075	1.875
RDC (45×45)	5.28	0.113	0.075	1.875
1 <sup>er</sup> étage (40×40)	5.35	0.124	0.075	1.875
2 <sup>eme</sup> étage (40×40)	5.35	0.121	0.075	1.875
3 <sup>eme</sup> étage (35×35)	6.12	0.143	0.075	1.875
4,5 et 6 <sup>eme</sup> étage (30×30)	7.14	0.172	0.075	1.875

### 5-2-3-Calcul du ferrailage longitudinal

Le ferrailage sera calculé à l'aide du logiciel « SAP2000 » et on compare avec le min RPA (Amin)

Le bâtiment est implanté dans la zone I a Tlemcen, le ferrailage minimum est de 0,7% de la section.

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ◆ Leur pourcentage **maximal** sera de
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement

- ◆ Le diamètre minimum est de 12mm
- ◆ La longueur minimale des recouvrements est de:  $40 \Phi$  en zone I et II
- ◆ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I

Tableau 5-4

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA $0.007 \times A$ (cm <sup>2</sup> )	Asap (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
				choix
SS et RDC	45X45	14.17	6.07	6T16+2T12
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	40X40	11.2	4.80	6T14+2T12
3 <sup>ème</sup> étage	35X35	8.57	3.68	8T12
4,5 et 6 <sup>ème</sup> étage	30X30	6.3	2.70	8T12

#### 5-2-4-Calcul du ferrailage transversal

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\bullet \Phi_t \leq \min\left(\frac{H}{35}; \frac{D}{10}; \Phi_l\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 modifié 99, page 196}$$

-Avec  $\Phi_l$  : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \text{Min} (8,7; 4,5 ; 1,2) \Rightarrow \Phi_t \leq 1,2 \text{cm.}$$

-On adopte: «  $\Phi 8$  ».

#### 5-2-4-1-Calcul de l'espacement : « RPA 99 V2003 page 50 »

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10 \Phi_l ; 15 \text{cm}) \dots \dots \dots \text{Zone I.}$$

- Dans la zone courante :

$$t' \leq 15 \Phi_l \dots \dots \dots \text{Zone I.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} t \leq \text{min}(12; 15) \text{cm} \leq 12 \text{cm} \\ t' \leq 18 \text{cm} \end{cases}$$

-Pour des raisons pratique on adopte un espacement pour tous les poteaux :

$$\begin{cases} t = 10 \text{cm} \\ t' = 15 \text{cm} \end{cases}$$

#### 5-2-4-2-Recouvrement

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99** est de :

- $40 \Phi$  en Zone I ..... **RPA99 V2003; page 69**

- $T = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 65 \text{ cm}$ .
- $T = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 60 \text{ cm}$ .
- $T = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 50 \text{ cm}$

Tableau 5-5



Niveau	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal			E.L.S
	Choix	A ( $\text{cm}^2$ )	t cm	t' cm	A <sub>t</sub>	
SS et RDC (45×45)	6T16+2T12	14,17	10	15	T8	C.V
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage (40×40) $\text{cm}^2$	6T14+2T12	11,2	10	15	T8	C.V
3 <sup>ème</sup> étage (35×35) $\text{cm}^2$	8T12	8,57	10	15	T8	C.V
4,5 et 6 <sup>ème</sup> étage (30×30) $\text{cm}^2$	8T12	6,3	10	15	T8	C.V

### 5-3-FERRAILLAGE DES POUTRES

#### 5-3-1-Introduction

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

- La combinaison fondamentale **BAEL 91** :
  - a-  $1.35 G + 1.5 Q$                       ELU
  - $G + Q$                                       ELS
- Combinaisons accidentelles **RPA 99V2003** :
  - b-  $G + Q + E$
  - $0.8 G + E$

## 5-3-2- « POUTRE PRINCIPALE » Recommandation du RPA version 2003

## 5-3-2-1-Armatures longitudinales

Tableau 5-6

Section [cm <sup>2</sup> ]	ELU		ELS	
	M <sub>t</sub> [KN.m]	M <sub>a</sub> [KN.m]	M <sub>st</sub> [KN.m]	M <sub>sa</sub> [KN.m]
45×30	30.97	41.42	22.94	36.61

## 5-3-2-2-Ferraillage en travée :

## a) ELU (1,35G+1,5Q)

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{30,97 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,405)^2 \times 14,17} = 0,044$$

Section sans armatures comprimées (A's = 0) :

Si  $\mu_u < \mu = 0,186$

$\mu_u < 0,186 \Rightarrow$  donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\bullet \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,056$$

$$\bullet Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,056) = 0,395m$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{30,97 \times 10^{-3}}{0,395 \times 348} = 2,24cm^2 < A_{min} \quad (A_{min} = 6,75 cm^2)$$

Ferraillage choisi est de 6T12 de section 6,79 cm<sup>2</sup>

## • Condition de non fragilité

$$- A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right)cm^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,35cm^2; 1,46cm^2)$$

- Donc :  $A_{st} = 2,24cm^2 > 1,46cm^2 \dots \dots \dots C.V$

## b) ELS (G+Q)

-Le moment maximum en travée  $M_{s \ t \ max} = 22.94 KN.m$

- Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  :

$$\text{-Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{30,97}{22,94} = 1,35 \Rightarrow \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,055 < 0,425 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

-Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

### 5-3-2-3-Ferraillage en appui

#### a) ELU

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49,42 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17} = 0,07$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,186 \Rightarrow$  donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 0,09$

- $Z = 0,39 \text{ m}$

- $A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{49,42 \times 10^{-3}}{0,39 \times 348} = 3,64 \text{ cm}^2 \leq A_{min}$  ( $A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2$ )

*Ferraillage choisi est de 6T12 de section 6,79 cm<sup>2</sup>*

- *Condition de non fragilité*

$$\text{- } A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \longrightarrow$$

$$A_{st} \geq \max(1,35 \text{ cm}^2; 1,46 \text{ cm}^2)$$

-Donc :  $3,64 \text{ cm}^2 > 1,46 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ C.V}$

#### b) ELS

-Le moment maximum en appuis  $M_{tmax} = 36,61 \text{ KN.m}$ .

- Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{49,42}{36,61} = 1,35$$

$$\Rightarrow \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \Rightarrow \alpha = 0,115 < 0,425 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

-Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

### 5-3-2-4-Détermination des armatures transversales

D'après le « **BAEL 91**, modifié **99** » on a la condition suivante :

$$\bullet \Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right)$$

-Avec  $\Phi_1$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min(1,28; 3; 1,2)$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq 1,2cm$$

- Soit :  $\Phi_t = 8mm$

### 5-3-3-« POUTRE SECONDAIRE » Recommandation du RPA version 2003

#### 5-3-3-1-Armatures longitudinales

Tableau 5-7

Section [cm <sup>2</sup> ]	ELU		ELS	
	M <sub>t</sub> [KN.m]	M <sub>a</sub> [KN.m]	M <sub>st</sub> [KN.m]	M <sub>sa</sub> [KN.m]
<b>30×30</b>	13.43	27.89	9.78	20.17

#### 5-3-3-2-Ferraillage en travée

##### a) ELU (1,35G+1,5Q)

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,43 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,043$$

Section sans armatures comprimées ( $A's = 0$ ) :

Si  $\mu_u < \mu = 0,186$

$\mu_u < 0,186 \Rightarrow$  donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\bullet \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}) = 0,055$$

$$\bullet Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,055) = 0,264m$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{13,43 \times 10^{-3}}{0,264 \times 348} = 1,46cm^2 < A_{min} \quad (A_{min} = 4,50 cm^2)$$

Ferrailage choisi est de 3T14 de section 4,62 cm<sup>2</sup>

- Condition de non fragilité

$$- A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right) \text{cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(0,9 \text{cm}^2; 0,85 \text{cm}^2)$$

$$- \text{Donc : } A_{st} = 4,52 \text{cm}^2 > 0,9 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

### b) ELS(G+Q)

-Le moment maximum en travée  $M_{s \ t \ max} = 9,78 \text{ KN.m}$

- Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  :

$$- \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{13,43}{9,78} = 1,37 \Rightarrow \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,235$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,055 < 0,235 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

-Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

### 5-3-2-3-Ferrailage en appui

#### a) ELU

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27,89 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,088$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,186 \Rightarrow$  donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 0,115$

- $Z = 0,257 \text{m}$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{27,89 \times 10^{-3}}{0,257 \times 348} = 3,12 \text{cm}^2 \leq A_{\min} \quad (A_{\min} = 4,50 \text{cm}^2)$$

Ferrailage choisi est de 3T14 de section 4,62 cm<sup>2</sup>

- Condition de non fragilité

$$- A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right) \text{cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq \max(0,9 \text{cm}^2; 0,85 \text{cm}^2)$$

$$- \text{Donc : } 3,39 \text{cm}^2 > 1,46 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**b) ELS**

-Le moment maximum en appuis  $M_{\text{tmax}} = 20,17 \text{ KN.m}$ .

- Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \Rightarrow \quad \gamma = \frac{27.89}{20.17} = 1,38$$

$$\Rightarrow \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \alpha = 0,115 < 0,44 \dots \dots \text{ C.V}$$

-Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ .

**5-3-3-4-Détermination des armatures transversales**

D'après le « **BAEL 91**, modifié **99** » on a la condition suivante :

- $\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right)$

-Avec  $\Phi_1$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min(0.85; 3; 1,2)$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq 0.85 \text{ cm}$$

- Soit :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ .

**5-3-4-Ferraillage total des poutres principales et secondaires****Tableau 5-8**

	Ferraillage (cm <sup>2</sup> )	RDC+Etage courant	terrasse
<b>Poutre Principale</b> <b>45 × 30</b> $A_{\text{min}}=6.75\text{cm}^2$	Travée (SAP < Amin)	Ast = ( 6,79cm <sup>2</sup> ) 6T12	Ast = ( 4,62cm <sup>2</sup> ) 3T14
	Appuis (SAP > Amin)	Ast = ( 6,79cm <sup>2</sup> ) 6T12	Ast = (6,79cm <sup>2</sup> ) 6T12
	transversal	Tt = 8mm	$\Phi_t = 8\text{mm}$
<b>Poutre Secondaire</b> <b>30×30</b> $A_{\text{min}}=4.5\text{cm}^2$	Travée (SAP < Amin)	Ast =( 4,62cm <sup>2</sup> ) 3T14	Ast =( 4,62cm <sup>2</sup> ) 3T14
	Appuis (SAP < Amin)	Ast =( 4,62cm <sup>2</sup> ) 3T14	Ast =( 4,62cm <sup>2</sup> ) 3T14
	Transversal	Tt = 8mm	$\Phi_t = 8\text{mm}$

## 5-4 FERRAILLAGE DES VOILES

### 5-4-1-Introduction

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. Ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Etant donné que ces murs sont associés à des poteaux on les considère faisant partie intégrante de ces dernières on aura finalement un seul élément en section en : U, I, T.L selon La disposition des murs (murs intérieurs ou pignon).

### 5-4-2-Prescriptions pour le ferrailage des voiles

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

#### 5-4-2-1-Préscription pour les aciers verticaux

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

### 5-4-2-2- Prescription pour les aciers horizontaux

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\varnothing$ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

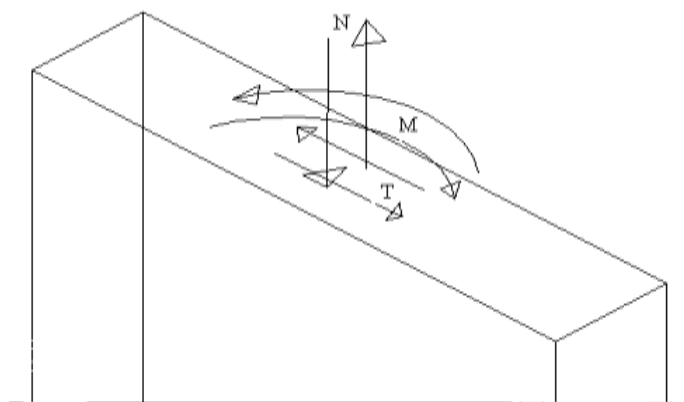
### 5-4-2-3- Prescriptions communes

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre (04) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre  $\Phi_t$  des épingles est :
  - $\Phi_t = 6\text{mm}$  lorsque  $\Phi_v \leq 20\text{ mm}$ .
  - $\Phi_t = 8\text{mm}$  lorsque  $\Phi_v > 20\text{ mm}$ .
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait 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 du signe des efforts est possible.
  - $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.



« Voile soumis à la flexion composée »

Figure 5-1

### 5-4-3-Etude de la section soumise à la flexion composée

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = N/S \pm M \times Y/I$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

#### Remarque :

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

#### 5-4-3-1-Section partiellement comprimée (tendue)

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue :  $[\mu]$  en utilisant les triangles semblables :

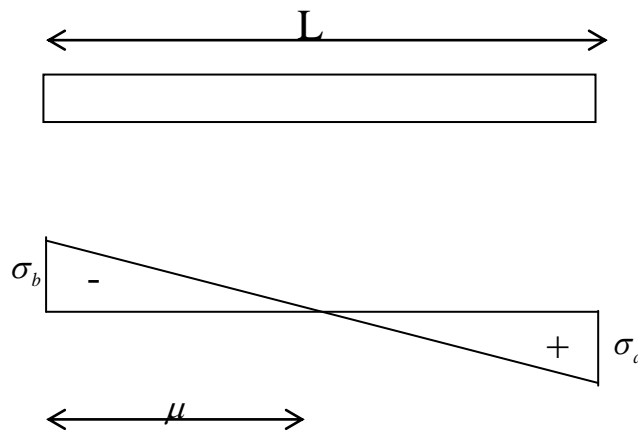


Figure 5-2

$$\text{Tang} \alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[ \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_b} \right) + 1 \right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

La section d'acier nécessaire est donnée par : 
$$A_s = \frac{T}{\left[ \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

#### 5-4-3-2-Section entièrement tendue

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue  $[\mu]$  est égale à (L)  
l'effort de traction est égale à :  $T = 0.5 \times (\sigma_b \times \sigma_a) \times \mu \times b$

La section d'armature est :  $A_s = T / \left[ \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

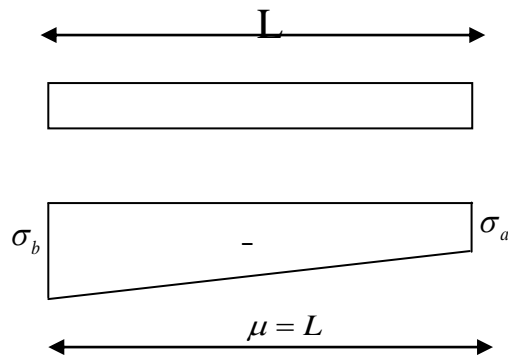


Figure 5-3

#### 5-4-3-3-Section entièrement comprimée

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

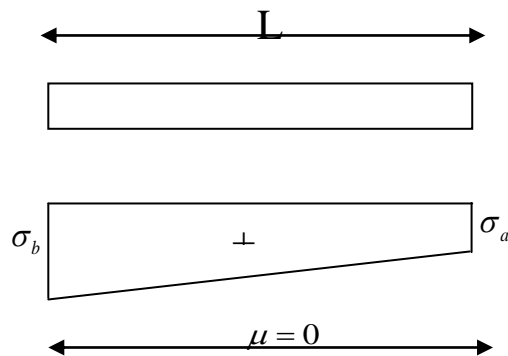


Figure 5-4

#### 5-4-4 Combinaisons de calcul

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G+Q \pm E} \\ \mathbf{0.8G \pm E} \end{array} \right.$$

#### 5-4-5-Predimensionnement des voiles

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau.5.9** : pré dimensionnement des voiles.

Voiles	SS	RDC et 6 étages
Epaisseur (cm)	15	20

#### 5-4-6-Vérification des contraintes tangentielles

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{ELU } (1,35G+1,5Q)$$

$$\text{ELA } (G+Q+1,2Ex)$$

$$(G+Q+1,2Ey)$$

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$1^\circ. \tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,2 f_{c28}$$

$$2^\circ. \tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq 0,06 f_{c28}$$

Avec :  $b=1\text{ml}$ ,  $d=0,9 \times \text{épaisseur du voile}$

**Tableau 5-10-** Vérifications des contraintes

	V(KN)			$\tau_b$ (MPA)			$\tau_b = 0,2 \times f_{c28}$	$\tau_b = 0,06 \times f_{c28}$
	ELU	ELA(Ex )	ELA(Ey )	ELU	ELA(Ex )	ELA(Ey )		
ép=15cm	156,89	380,42	423,18	1,25	2,04	1,48	5	1,5
ép=20cm	784,36	556,17	1004,08	3,11	2,55	4,48	5	1,5

REMARQUE : la 2° condition n'est pas vérifiée donc  $A_d=0,0015(b \cdot h)$

**5-4-7-Détermination des sollicitations**

Dans le tableau suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel « SAP 2000 » sous les combinaisons suivantes :

ELU (1,35G+1,5Q)

ELA (G+Q+1,2Ex), (G+Q+1,2Ey)

**Tableau 5-11-Sollicitations des voiles (ep=15cm)**

<i>ép=15cm</i>	<i>Combinaisons</i>	$F_{11}$ [KN]	$M_{11}$ [KN.m]	$F_{22}$ [KN]	$M_{22}$ [KN.m]	V [KN]
	ELU(1.35G+1.5Q)	151,45	6,69	827,32	29,87	156,89
ELA(G+Q+1.2Ex)	627,69	12,15	672,23	27,26	380,42	
ELA(G+Q+1.2Ey)	323,18	12,56	874,59	38,93	423,18	

**Tableau 5-12-Sollicitations des voiles (ep=20cm)**

<i>ép=20cm</i>	<i>Combinaisons</i>	$F_{11}$ [KN]	$M_{11}$ [KN.m]	$F_{22}$ [KN]	$M_{22}$ [KN.m]	V [KN]
	ELU(1.35G+1.5Q)	670,05	9,5	1207,58	42,41	784,36
ELA(G+Q+1.2Ex)	428,236	16,59	905,09	41,41	556,17	
ELA(G+Q+1.2Ey)	716,96	17,67	1474,16	79,26	1004,08	

Remarque

Les résultats utilisés dans les tableaux sont les plus défavorables

**5-4-8-Détermination du ferrailage**

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section :  
(0,25m × 1ml) et (0,3m × 1ml).

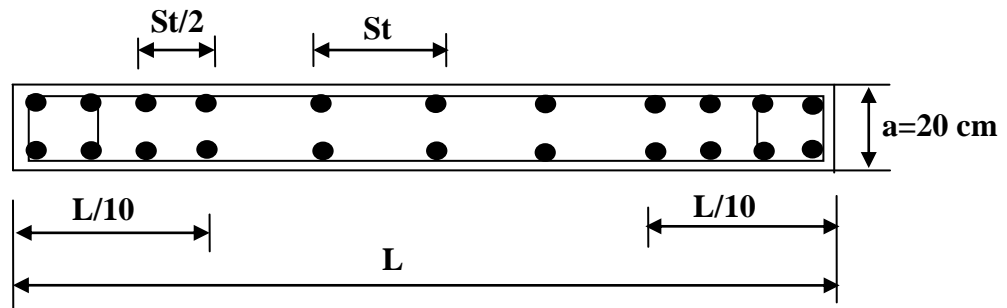
✓ Le calcul du ferrailage se fait de la même manière que les poteaux.

Après calcul du ferrailage par logiciel « SOCOTEC » on a trouvé que ce dernier est négatif pour tous les voiles donc le ferrailage choisi est le « min RPA ».

✓ Résultats de calcul sont regroupés dans tableau suivant :

**Tableau 5-13-** Ferrailage des voiles

	ferrailage	Min RPA (cm <sup>2</sup> )		Armature choisie (cm <sup>2</sup> )		St (cm)
ép=15cm	Verticalement	0,005(b.h)	7,5	7,7	5T14	20
	horizontalement	Arm ver/4	1,87	3,39	3T12	30
	A <sub>d</sub>	0,0015(b.h)	2,25	3,39	3T12	30
ép=20cm	Verticalement	0,005(b.h)	10	10,78	7T14	15
	horizontalement	Arm ver/4	2,5	3,39	3T12	30
	A <sub>d</sub>	0,0015(b.h)	3	3,39	3T12	30

**Figure 5-5****5-4-9-Calcul des armatures horizontales**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales avec un espacement de 20 cm

## 6-1-INTRODUCTION

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les fondations (Infrastructure) qui transmettent les charges exercées par la superstructure au sol, donc c'est une partie délicate de l'ouvrage. Alors leur bonne conception et réalisation conduit à une bonne tenue de l'ensemble.

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

## 6.2. STABILITE DES FONDATIONS

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage ; l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

## 6-3-CHOIX DE TYPE DE FONDATION

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir. Des facteurs comme l'hétérogénéité du sol déjà soulignée, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous-jacent contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.

- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

Avec une contrainte admissible du sol d'assise qui est égal à **2,00** bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix du type de fondation dépend du :

- \* Type d'ouvrage construire.
- \* La nature et l'homogénéité du bon sol.
- \* La capacité portance de terrain de fondation.

- \* La charge totale transmise au sol.
- \* La raison économique.
- \* La facilité de réalisation.

On va procéder une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ( $S_s/S_b < 50\%$ ).

Les surfaces des semelles revenant à chaque poteau et à chaque voile sont données par le tableau suivant :

**Tableau 6-1**

TABLE: Joint Reactions		TABLE: Joint Reactions	
Joint	N	Joint	N
Text	KN	Text	KN
1	1346.557	19	615.693
2	1265.75	20	1575.57
3	1234.865	21	1495.126
4	1419.707	22	1295.232
5	1359.282	23	1074.383
6	1361.623	24	1904.723
7	1464.78	25	1369.468
8	1480.403	26	1246.409
9	1401.21	27	1271.071
10	1425.467	28	1315.089
11	1124.784	29	1269.085
12	1333.567	30	1565.126
13	625.921	31	1278.743
14	1641.869	32	1156.034
15	1550.54	33	1409.297
16	1368.401	34	1388.044
17	950.148	35	1167.897
18	1753.637	36	1358.64
		somme	47864.141

La surface de la semelle est notée par :

$$S_s \geq N / \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{Surface totale des semelles } S_{\text{semelle}} = 23932.07 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale de l'hôtel } S_{\text{Hôtel}} = 469.8 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} / S_{\text{Hôtel}} \longrightarrow 51\% \leq 50\% \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse les 50% ce qui induit qu'il y a de chevauchement des semelles, et également avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars ceci nous amène à proposer :

- Un radier général.

### 6-3-1-Dispositions générales

- **Définition :**

Le radier c'est une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

- **Charge admissible au sol :**

La charge admissible au sol doit être la plus faible de celles qui résultant : de la considération des tassements maximaux ou des tassements différentiels compatible avec le bon comportement de l'ouvrage, de la résistance du sol au poinçonnement.

- **Combinaisons d'action à considérer :**

Dans le cas général, les combinaisons d'action à considérer pour déterminer les efforts transmis par les points d'appui sont celles définies pour les poteaux et les poutres.

- **Sollicitations :**

Les calculs des fondations sont effectués à (E.L.S) pour le dimensionnement de la surface au sol ; le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique s'effectue à (E.L.U).

### 6-4-DIMENSIONNEMENT

La portée la plus grande entre axes des appuis  $L=5.3\text{m}$ .

$h > L/10 = 5.3/10 = 0,53\text{ m}$  on adopte  $h=60\text{cm}$

$S_{\min} > N_u / \sigma_{\text{sol}}$

Avec :

$N_u = 47864.14\text{ KN}$

$S_{\min} = 47,86414 / 0,2 = 239.32\text{ m}^2$

$S_{\min} < S_{\text{bâtiment}} = 469.8\text{ m}^2$

➡ Le débord n'est pas nécessaire.

De très nombreuses techniques sont disponibles pour fonder la structure. Il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment en projet) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles)

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit une fondation superficielle de type semelle surfacique: un radier rigide.

#### 6-4-1-Le calcul du radier

##### 6-4-1-1-Epaisseur $h_n$ et $h_d$

- L'épaisseur  $h_n$  de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq L_{\max} / 10.$$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux files successives,  $L_{\max} = 7,00\text{ m}$

D'où :  $h_n \geq 70\text{cm}$ .

- l'épaisseur  $h_d$  de la dalle.

$$h_d \geq L_{\max} / 20.$$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux files successives «  $L_{\max} = 7,00\text{ m}$

D'où :  $h_d \geq 35\text{cm}$ .

- 1<sup>ier</sup> proposition :

$$h_n = 80 \text{ cm} \quad h_d = 40 \text{ cm}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

Donc on augmente les valeurs de  $h_n$ ,  $h_d$ .

- 2<sup>ème</sup> proposition :

$$h_n = 100 \text{ cm} \quad h_d = 60 \text{ cm}$$

Ses valeurs vérifient la contrainte du sol.....C.V

#### 6-4-1-2-Vérification de la contrainte du sol

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol « 2.0 bar ».

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\sigma_b \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K$$

$$\sigma_{b2} = Fz/Sr.$$

Avec :  $Z_{max}$  : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par le SAP2000.

$$Z_{max} = 4,609 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

K : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol »

$$\Rightarrow K = 3,1 \text{ Kg/cm}^3 \text{ (tableau du module de réaction du sol)}$$

Fz: réaction total de la structure à l'ELS obtenu par le SAP2000.

$$Fz = 72664,31 \text{ kN.}$$

Sr : Surface du radier.

$$Sr = 587,4 \text{ m}^2.$$

Donc on aura :

$$\bullet \quad \sigma_{b1} = Z_{max} \times K = 0,004609 \times 310 = 1,426 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 1,426 \leq \dots \sigma_{sol} \dots \text{C.V}$$

$$\bullet \quad \sigma_{b2} = Fz/Sr = 65443,21/546,4 = 1,19 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \sigma_{b2} = 1,19 \leq \sigma_{sol} = 2,0 \text{ bar} \dots \text{C.V}$$

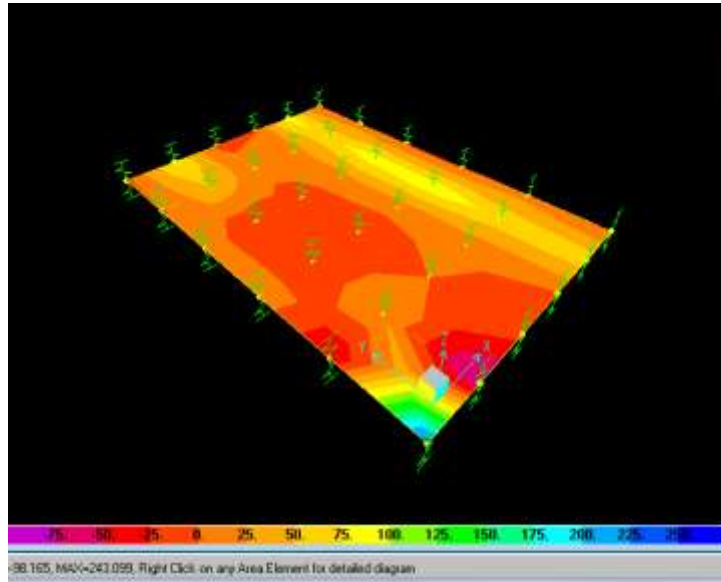
#### 6-5-LES DIFFERENTES SOLLICITATIONS

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP2000, "Elément plaque sur sol élastique " on a obtenu de résultat suivant :

Le cas du moment  $M_{11}$

**Tableau 6-2** Sollicitations du radier

	Combinaison	$M_{11}$ [KN.m]	$M_{22}$ [KN.m]
Appuis	ELU	332,8	268,55
	ELS	243,09	196,65
Travée	ELU	134,2	168,99
	ELS	98,165	123,907



**Figure 6-1** : Valeur max du Moment  $M_{11}$  a l'ELS

### 6-6-FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier sera calculé comme un plancher renversé appuyé sur les poteaux et les voiles, chargé par les réactions du sol prises égales aux efforts transmis par superstructure.

On prend le panneau le plus défavorable :

$L_x = 3.6 \text{ m}$  ,  $L_y = 5.3 \text{ m}$ .

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

$$\alpha = \frac{3.6}{5.3} = 0.679 > 0.4 \quad \text{alors La dalle porte dans les deux sens.}$$

#### 6-6-1-Calcul de ferrailage de la dalle

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : "0,60 × 1.00" m<sup>2</sup> et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY' ,

##### 6-6-1-1-L'ELU

✓ *En travée* :

##### a- Ferrailage suivant $L_x$

$$\mu_{bc} = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{332,8 \times 10^{-3}}{1 \times (0,54)^2 \times 14.17} = 0,080 \leq 0,185 \quad \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,105, z = 0,517$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{332,8 \times 10^{-3}}{0,517 \times 348} = 18,48 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_{st} = 18,85 \text{ cm}^2$  avec 6T20

### b- Ferrailage suivant Ly

$$\mu_{bc} = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{268,55 \times 10^{-3}}{1 \times (0,54)^2 \times 14,17} = 0,065 \leq 0,186 \text{ Pivot A:}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 0,065)})$$

$$\alpha = 0,084, z = 0,521 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{268,55 \times 10^{-3}}{0,521 \times 348} = 14,81 \text{ cm}^2$$


Le choix :  $A_{st} = 5T20$  de section  $15,71 \text{ cm}^2$

#### Armatures minimales (min RPA):

$$A_{\min} = 0,6\% (b \cdot h)$$

$$A_{\min} = 0,006 \times 100 \times 50 = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 18,85 + 15,71 = 34,56 \text{ cm}^2$$

•  Donc:  $A_{st} \text{ calculé} > A_{st} \text{ min}$

#### ➤ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left[ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right] \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{st} \geq [6 ; 6,52] \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$ .

### 6-6-1-2- Vérifications à l'E.L.S :

Le moment maximum en travée :  $M_s = 254,05 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier que  $\alpha \geq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{1000} \dots \dots \dots (1)$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{332,8}{254,05} = 1,31$$

$$(1) \Rightarrow \frac{1,31-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,405$$

Donc  $\alpha = 0,105 < 0,405$ ..... C.V.

✓ **En appuis :**

Par les mêmes étapes, on peut déterminer le ferrailage en appuis, et on trouve :

$$A_{sx} = 12,83 \text{ cm}^2 \quad \text{Le choix : } A_{st} \rightarrow 5T20 \text{ de section } 15,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = 10,17 \text{ cm}^2 \quad \text{Le choix : } A_{st} \rightarrow 6T16 \text{ de section } 12,06 \text{ cm}^2$$

**Vérification des contraintes tangentielle:**

$$\tau = \frac{v}{b \times d} = \frac{158,87 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54} = 0,353 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,15 \times f_{c28} / y_b ; 5 \text{ Mpa}) \dots \dots \dots \text{fissuration très nuisible.}$$

$$\tau = 0,353 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{c.v.}$$

**6-6-1-3-Calcul du diamètre des armatures transversales**

$\emptyset_t \leq \text{min}(h/35 ; \emptyset_t ; b_0/10)$  ; avec  $\emptyset_t = 1,2$  cm (diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres).

$$\emptyset_t \leq \text{min}(60/35 ; 1,2 ; 60/10).$$

$$\emptyset_t \leq 1,2 \text{ cm.}$$

-Alors on adopte un choix de :  $\emptyset 10$ .

**6-6-1-4-Calcul de l'espacement**

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

$$S_t \leq \text{min} (0,9 \times 54 ; 40) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \text{min} (40,5 ; 40) \text{ cm.}$$

Alor on adopte un espacement de 15 cm

**Tableau 6-3** Récapitulatif de ferrailage du radier

	Travée		Appui		espacement		Ferrailage transversal
	Ast calculé (cm <sup>2</sup> )	Ast choisi (cm <sup>2</sup> )	Ast calculé (cm <sup>2</sup> )	Ast choisi (cm <sup>2</sup> )	S(cm)	S'(cm)	
Lx	18,48	18,85= 6T20	12,83	15,71= 5T20	15	15	Ø 10.
Ly	14,81	15,71= 5T20	10,17	12,06= 6T16	15	15	Ø 10.

**6-7-Conclusion :**

Après avoir fait toutes ces vérifications on récapitule que :

> L'épaisseur du radier qu'on a choisi (0.6m) est suffisante.

## 7-1-INTRODUCTION

Dans un projet de construction, le bâti repose sur un sol d'assise. Le sol est un matériau qui peut être rocheux, sableux ou argileux. Il supporte les charges appliquées à la structure par l'intermédiaire des fondations.

L'étude de sol a pour but de fournir aux ingénieurs les caractéristiques du sol d'assise, afin de permettre le calcul des éléments de la structure liés à l'infrastructure par l'application des lois de la mécanique des sols (MDS).

A partir d'une étude de sol, les principaux objectifs à déduire sont:

- Les différents constituants du sol, cela permettra de déterminer la contrainte ou la force de portance admissible et la tenue des terres.
- La nature des différentes couches afin de dresser la coupe géologique la plus exacte du terrain d'assise.
- L'épaisseur exacte de chaque couche, pour évaluer le degré de tassement toléré ou à éviter.
- Présence de nappes d'eau et déterminer sa position par rapport au bon sol afin de prévoir le mode d'étanchéité.
- Evaluer s'il y a possibilité d'occurrence d'un risque glissement de terrain, affaissement, liquéfaction...

## 7-2-SITUATION ET DESCRIPTION DU TERRAIN

Le terrain est situé à Marsat Ben M'Hidi située à 110 km au nord-ouest de Tlemcen et à 54 km au nord-ouest de Maghnia.

De point de vu topographique, le terrain est plat et accessible.

## 7-3-DEFINITION DU SOL DE FONDATION

Le sol de fondation est supposé comme étant un matériau élastique et linéaire pour pouvoir lui appliquer les formulations de la MDS classique.

Les caractéristiques exactes de notre projet sont malheureusement indisponibles faute de l'absence d'une étude géotechnique, c'est pour cela qu'on va utiliser les résultats d'une campagne de reconnaissance géotechnique d'une zone voisine à l'assiette de notre projet.

La contrainte du sol sableux utilisé comme sol d'assise est de  $\sigma_{\text{sol}} = 2.00$  bars.

## 7-4-PROGRAMMATION DE LA RECONNAISSANCE DU SOL

La campagne de reconnaissance géotechnique a consisté en la réalisation de trois sondages carottés. Ces sondage sont descendus verticalement jusqu'à une profondeur de 8 m afin d'extraire des échantillons pour une analyse géologique et géotechnique détaillée. Ci-après les résultats trouvés.

### 7-4-1-Analyse géologique

La description du sol d'un point de vue géologique montre la présence d'une formation de sable fin marron, argileux en surface, l'ensemble est masqué par une couche centimétrique de terre végétale. D'après la figure (7-1)



**Figure 7-1** : Coupe verticale du sol

On remarque que notre sol se compose de deux couches :

**-Terre végétale:** Couche superficielle de sol naturel contenant des matières organiques.

**-Sable fin marron argileux:** C'est un matériau composé essentiellement de sable avec la présence d'un faible pourcentage d'argile.

### 7-4-2-Résultats des sondages carottés :

Les résultats détaillés de la nature des sols après avoir effectués les différents sondages sont résumés dans le tableau suivant.

**Tableau 7-1** : Nature des sols extraite des sondages.

Sondage	1		2		3	
Profondeur(m)	0-0.3	0.3-1.6	0-0.5	0.5-3.6	0-0.4	0.4-2.2
Description du sol	Terre végétale	Sable fin marron, argileux	Terre végétale	Sable fin marron, argileux	Terre végétale	Sable fin marron, argileux

### 7-4-3-Résultats des essais d'identification

Ci-après les résultats d'analyses effectués au laboratoire sur les échantillons extraits des différents sondages réalisés sur chantier.

**Tableau 7-2 : Résultats des essais d'identification au laboratoire du sol de fondation**

	<b>Sondage/Puits</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
	Profondeur(m)	3.00-3.5	3.5-4.00	2.5-3.00
	Nature apparente des échantillons	Sable		
<b>Essais physiques</b>	Tamisat a 2mm (%)	100	100	100
	Tamisat a 0,08 mm (%)	8	7	9
	Limite d'Atterberg WL (%)	N.Mes*	N.Mes*	N.Mes*
	Indice de plasticité IP (%)	N.Mes*	N.Mes*	N.Mes*
	Equivalent de sable E.S (%)	59	59	72
<b>Essais chimiques</b>	CaCO <sub>3</sub> (%)	46	48	47

\* : N.Mes : Non mesurable.

L'analyse des résultats montrent qu'on est en présence d'un sol de diamètre inférieur à 2 mm. Les limites d'Atterberg sont non mesurables vu qu'on est en présence d'un sol majoritairement sableux.

Les résultats de l'équivalent de sable montrent que d'une façon générale ce sable est légèrement argileux vu que son E.S est compris entre 60 et 70 %.

### 7-5-CALCUL DES PRESSIONS LATÉRALES

La méthode de Rankine consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir de l'état des contraintes dans le sol au contact de l'écran de soutènement. Les forces de butées sont généralement négligées pour avoir plus de sécurité. Ci-après on présentera la méthode de calcul des poussées.

#### 7-5-1-Calcul des poussées

##### 7-5-1-1-L'angle de frottement

L'angle de frottement  $\delta$  (la rugosité) entre le sol et le parement vertical arrière du mur dépend des facteurs suivants :

- la rugosité du parement
- l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$

**Tableau 7-3** : Angle de frottement en fonction de l'état de surface

Etat de surface du parement	Angle de frottement
Surfaces très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité)	$\delta = \frac{1}{3}\varphi$
Surface rugueuse (béton projeté, maçonnerie, acier)	$\delta = \frac{2}{3}\varphi$

**7-5-1-2-La cohésion**

La cohésion  $C$  caractérise la capacité qu'à un sol à s'amalgamer (coller). Typiquement, le sable sec ou le gravier n'ont aucune cohésion ( $C=0$ ) : on dit alors qu'ils sont pulvérulents. A l'opposé, les argiles ont une cohésion non nulle. La cohésion est une contrainte s'exprimant en  $\text{KN/m}^2$ .

**7-5-1-3-Le poids volumique  $\gamma$** 

Le poids volumique  $\gamma$  exprimé en  $\text{KN/m}^3$ . Il conditionne la valeur de la contrainte verticale  $\sigma_v$  à une profondeur  $Z$  de la surface du sol.  $\sigma_v$  croît proportionnellement à  $Z$  telle que :

$$\sigma_v = \gamma \cdot Z$$

**7-5-1-4-La contrainte horizontale  $\sigma_h$** 

Elle reste proportionnelle à  $\sigma_v$

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v \quad \longrightarrow \quad \sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec  $K_a$  coefficient de poussée : le massif de terre est actif et pousse l'écran de soutènement

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

**7-5-1-5-L'effort résultant  $P$** 

$$P = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2$$

-poussée horizontale :  $P_h = P \cos \delta$

-poussée verticale :  $P_v = P \sin \delta$

**7-5-1-6-Calcul de la résultante**

Afin de voir l'incidence de la rugosité sur les calculs de la pousse on a fait varier le  $\delta$  suivant la nature du contact mur-sol est on a trouvé les trois cas suivant :

On considère que le poids volumique  $\gamma = 18 \text{KN/m}^3$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci- dessous :

**Tableau 7-4 :** Force de poussée appliquée sur une paroi lisse

Cas 1 : surface très lisse ou lubrifiée	Sol 1
$\varphi (^{\circ})$	35
$\delta (^{\circ})$	0
h(m)	8
$K_a$	0.27
$\sigma_v$	144
$\sigma_h$	38.88
P	155.5
$P_h$	155.5
$P_v$	0

**Tableau 7-5:** force de poussée appliquée sur une paroi peu rugueuse

Cas 2: surface peu rugueuse	Sol 1
$\varphi (^{\circ})$	35
$\delta (^{\circ})$	11.66
h(m)	8
$K_a$	0.27
$\sigma_v$	144
$\sigma_h$	38.88
P	155.5
$P_h$	152.3
$P_v$	31.26

**Tableau 7-6 :** force de poussée appliquée sur une paroi rugueuse

Cas 3: surface rugueuse	Sol 1
$\varphi (^{\circ})$	35
$\delta (^{\circ})$	23.33
h(m)	8
$K_a$	0.27
$\sigma_v$	144
$\sigma_h$	38.88
P	155.5
$P_h$	142.7
$P_v$	61.58

### 7-6-AMPLITUDE AU TASSEMENT

Vu que le sol se compose d'une formation de sable fin marron, il est recommandé dans le rapport géotechnique établis par le laboratoire LTPO de passer à un système de fondation superficielle sur des semelles surfacique de type radier général avec un ancrage dans la formation des sables.

Le sol est de consistance sableuse, le tassement sera d'ordre instantané, et sera estimé à partir de la relation de Boussinesq et aura comme amplitude :

$$S = qB(1-\mu^2)I/E$$

Avec:

- $q=2 \text{ Kg/cm}^2$
  - $B=1\text{m}$  (largeur par ml)
  - $\mu=0,5$  (coefficient de Poisson)
  - $I=1,12$  (coefficient d'Influence)
  - $E=200\text{Kg/cm}^2$  (module de Young)
- $S=1\text{cm} < 4\text{cm} \rightarrow$  alors on a un tassement acceptable.

### 7-7-AMELIORATION DE LA COHESION DES SOLS:

Dans ce paragraphe on présentera la méthode qui permettra de densifier un sol pulvérulent afin de minimiser les vides entre les grains au maximum.

Les méthodes d'amélioration des sols sont des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformation qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens, elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains. Parmi ces techniques, on cite :

- La densification des sols grenus par réduction des vides tels que le vibro-compactage, compactage statique, vibro-fonçage.
- Injection des sols fins (des sols cohérents, les déchets pneumatiques, déchets de démolition).

#### 7-7-1-l'injection

##### 7-7-1-1-L'injection vise à remplir des souterrains pour

- éviter leur effondrement
- améliorer les caractéristiques des sols pulvérulents.
- consolider les sols
- l'étanchement des sols
- la réfection des ouvrages

##### 7-7-1-2-Domains d'application

- Le renforcement ou le compactage des sols décomprimés
- Le traitement des poches de dissolution

- La création de radiers ou de voiles étanches
- Le comblement d'anciennes carrières souterraines
- Le traitement des sols préalable à la création d'ouvrages souterrains

### 7-7-1-3-Type d'injection

- injection de consolidation
- injection d'étanchéité
- injection de bourrage et de collage
- injection de comblement
- injection solide

### 7-7-1-4-Composition

Les coulis utilisés en injection de comblement sont fabriqués avec :

- ❖ Une charge inerte (sable ; filler cendre volantes).
- ❖ Un liant hydraulique (ciment).
- ❖ Un stabilisateur (bentonite).
- ❖ Des adjuvants éventuels.
- ❖ De l'eau.

### 7-7-1-5-Phasage

Les travaux de comblement se font généralement en cinq phases :

1. Localisation des cavités par forage ou exploration directe.
2. Confinement des zones à traiter (murs de barrage, .....).
3. Comblement gravitaire au coulis.
4. Clavage du toit des cavités par injection sous pression.
5. Traitement des terrains de couverture par injection répétitive et sélective là.



**Figure 7-2** : Atelier de forage et pompe d'injection

### 7-7-1-6-Vibrofonçage

Le Vibrofonçage utilise les vibrations pour compacter au niveau désiré. Dans les sols sableux, saturés d'eau, un vibreur est descendu par lancement jusqu'à la profondeur voulue.

Cette technique s'applique aux sols granulaires non-cohérents tels que sables et graviers. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles, qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense. Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales et des objectifs à atteindre. La maille retenue doit conduire à un traitement le plus uniforme possible. (Fig. 7-3)



**Figure 7-3** Appareils de mesure et d'enregistrement

### 7-7-1-7-Vibrocompactage

La vibrocompaction est une technique d'amélioration des sols qui s'applique dans les cas de milieux granulaires non-cohérents (sables et graviers, par exemple). Le procédé consiste à compacter les sols grenus à des profondeurs variables par le biais de vibrations émises à l'aide de vibreurs radiaux spécifiques à basses fréquences, ce qui va occasionner un réarrangement des grains, réduisant ainsi l'indice des vides et augmentant la densité relative et la compacité du sol traité.

C'est un processus de tassement pour les sols purement granulaires. Il se fonde sur le fait que des particules du sol pulvérulent peuvent être réarrangées dans une condition plus dense sous l'influence des vibrations des vibreurs particulièrement conçus. Ce processus est employé dans les sols entièrement saturés.



**Figure 7-4** Appareils de compactage

### **7-8-PROBLEME DES INFILTRATIONS DES EAUX ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES**

La rugosité du voile autorise les infiltrations des eaux dans le mur à cause de la présence des vides (voile poreux).

#### **7-8-1-La protection est assurée par**

-une limitation de la présence d'eau (en quantité et en pression) par un drainage extérieur.

-une limitation des infiltrations par un écran d'imperméabilisation extérieur de la paroi.

#### **7-8-2-Protection et drainage**

- Selon les conditions climatiques et l'exposition de la structure, les eaux de pluie sont susceptibles de pénétrer le sol à proximité des parois de l'ouvrage.
- Ruissellement : L'eau contenue atteint les parois verticales et ruissellement par gravité.
- Infiltration : Une partie de l'eau de ruissellement migre à travers les parois (ce phénomène est amplifié si l'eau de ruissellement exerce une pression sur la paroi verticale).

#### **7-8-3-Protection des murs en béton**

Les techniques actuelles d'imperméabilisation des parois consistent en l'application du revêtement ou émulsion élaborées à partir du bitume.

La paroi enterrée d'un béton muni d'un adjuvant diminuant l'absorption capillaire. Il s'agit d'un hydrofuge additionné aux autres composants du béton lors sa fabrication.

#### **7-8-4-Remblai de drainage**

C'est un sol à gros grains à drainage libre qui est placé derrière les blocs de parement en béton. L'ingénieur peut spécifier un géotextile non tissé conforme aux normes de drainage souterrain au lieu du remblai de drainage.



**Figure 7-5** Géotextile non tissé pour drainage

#### **7-8-5-Géotextile pour drainage**

La construction de cet hôtel avec sous-sol impose la prise en compte du contexte hydrogéologique du site. Toute stagnation d'eau contre les murs de soubassement engendrerait une humidité chronique à l'intérieur des locaux, notamment en cas de défaillance de l'étanchéité.

Le dispositif de prévention contre cette humidité, se place sur la face extérieure des murs enterrés avant remblaiement, il est relié à un collecteur de pied raccordé au réseau d'assainissement.

#### **7-8-6-Le géotextile hydraulique et mécanique assure**

- Une dissipation plus rapide des variations de pressions.
- Une meilleure mise en œuvre des matériaux granulaires.
- Une stabilisation accrue de la fondation des ouvrages.
- Un drainage des eaux interstitielles.

### **7-9-LES RISQUES DE LIQUEFACTION SISMIQUES DU SOL**

#### **7-9-1-Description de la liquéfaction du sol**

La liquéfaction du sol est un phénomène géotechnique généralement brutal et temporaire par lequel un sol saturé en eau perd une partie ou la totalité de sa portance, permettant ainsi l'enfoncement des objets lourds situés en surface.

Ce phénomène se produit en présence d'eau souterraine remontant en surface au point de faire perdre la cohésion des particules du sol qui se comporte alors comme une roche meuble. Une fois les conditions propices à la liquéfaction du sol disparues, celui-ci expulse une partie de l'eau qu'il contient et retrouve ainsi sa consistance.

Certains séismes, par les vibrations qu'ils provoquent, entraînent de tels phénomènes allant parfois jusqu'à l'expulsion brutale de jets d'eau en dehors du sol et l'enfoncement de bâtiments sur plusieurs mètres d'épaisseur.

Le phénomène de liquéfaction concerne les formations géologiques peu compactes à la granulométrie faible (entre 0,05 et 1,5 mm) et uniforme. Les formations susceptibles de liquéfaction sont les sables, limons et vases, ainsi que les argiles.

Dans certains sols sableux saturés, l'augmentation de la pression interstitielle sous l'effet de plusieurs cycles de déformations alternées d'origine sismique peut conduire à une perte de résistance au cisaillement momentanée, accompagnée de déformations

dont l'amplitude peut être illimitée (compacité initiale lâche) ou limitée (compacité initiale dense).

Le but de cette étude consiste à estimer la réponse sismique d'un dépôt de sol (sable) saturé quand il est soumis à une excitation horizontale à sa base en vue d'utiliser les résultats obtenus pour l'évaluation du risque (potentiel) de liquéfaction en utilisant l'approche en contraintes totales et comparer les méthodes simplifiées et dynamique en vue de définir un seuil auquel on peut se référer lors de l'utilisation de la méthode simplifiée.

### 7-9-2-Méthodes simplifiées pour l'évaluation du risque de liquéfaction :

Pour évaluer le risque de liquéfaction d'un site, jusqu'à maintenant, on accepte la méthode d'évaluation en se basant sur la notion du coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction soit :  $FI = CRR / CSR$

Où :

CRR est le rapport de la résistance cyclique induit par la liquéfaction.

CSR est le rapport de la contrainte cyclique.

La liquéfaction étant définie comme le phénomène observé quand il y a une génération de grandes pressions interstitielles dans le sol due à un chargement cyclique (effet d'un séisme par exemple). D'une manière générale, les facteurs majeurs contrôlant la liquéfaction des sols saturés en surface sont la durée et l'intensité des mouvements sismiques, la densité du sol et la pression de confinement effective qui control la résistance au cisaillement.

Seed et Idriss ont développé et publié la méthode de base pour le calcul de CSR nommée « procédure simplifiée ». Ils ont proposé l'équation suivante :

$$CSR = \tau_{cyc} / \sigma'_{vo} = 0.65 \times [a_{max}/g] \times [\sigma_{vo} / \sigma'_{vo}] \times r_d$$

Avec :  $r_d = 1 - 0,0012 \cdot z$

$$\sigma'_{vo} = \gamma' \cdot z$$

$a_{max}$  : l'amplitude maximal de l'accélération horizontale au niveau de la surface du sol induite par le séisme exprimer en  $m/s^2$ .

$\sigma_{vo}$  : la contrainte verticale totale initiale a la base de la colonne du sol en KPa.

$\sigma'_{vo}$  : la contrainte verticale effective initiale a la base de la colonne du sol en KPa.

$r_d$  : facteur de réduction de la profondeur souvent appeler facteur de réduction des contrainte sans dimension.

Rapport de la résistance cyclique(CRR) à partir de :

- SPT : mesure le nombre de coups qui représente la résistance de pénétration d'un sol.
- CPT : une étape consiste à la détermination de la résistance de pointe corrigée  $q_{c1}$  par l'équation suivante :  $q_{c1} = (1.8q_c) / (0.8 + \sigma'_{vo}/100)$
- Essai ( $V_s$  et  $V_p$ ) : Par le système BENDER ELEMENT qui permet la mesure facile du module maximum de cisaillement d'un sol a de faible contraintes

dans une cellule a trois axes, en mesurant la vitesse de propagation des ondes dans l'échantillon  $V_s$  et  $V_p$ .

Le sol est réputé liquéfiable lorsque le rapport de la résistance à la liquéfaction sur la contrainte de cisaillement engendrée par le séisme est inférieur à 1,25.

La contrainte effective verticale  $\sigma'_v$  à prendre dans les calculs est celle régnant dans le sol après la réalisation du projet.

Dans notre projet, on ne peut appliquer cette méthode pour estimer le risque de liquéfaction vu le manque de données. Puisqu'on est en présence d'un sol majoritairement sableux, donc on doit prendre quelques dispositions afin d'éviter l'occurrence du phénomène de liquéfaction lors d'un séisme.

Dans cet objectif et pour éliminer ou réduire les risques de liquéfaction, il y a lieu de mettre en œuvre une ou plusieurs des mesures suivantes :

- un rabattement permanent du niveau de la nappe phréatique
- une densification des couches liquéfiables (préchargement, compactage dynamique...).
- une amélioration de la perméabilité des couches liquéfiables par la réalisation de drains en matériaux grossiers.
- une substitution aux couches liquéfiables de matériaux appropriés convenablement compactés.

Le mode de fondation devra être alors adapté aux nouvelles conditions créées par les mesures retenues dont l'efficacité doit faire l'objet d'un contrôle préalable par des essais et des mesures appropriés.

## 7-10-CONCLUSION

Le chapitre a traité d'une façon rapide et théorique les aspects géotechniques liés à notre projet vu le manque de données réelles du projet en question.

Une description sommaire des résultats d'essais effectués afin de savoir les différents types des sols rencontrés sur le chantier avec présentation des différentes techniques permettant d'améliorer la cohésion du sol d'assis. Ensuite ; on a présenté quelques dispositions constructives concernant l'étanchéité et le drainage du sol.

Une présentation sommaire du risque liquéfaction est introduite à la fin du chapitre, les différentes méthodes d'estimer ce risque ainsi que les dispositions constructives à introduire pour prévenir l'occurrence de ce risque néfaste pour l'ensemble de la structure étudié.