

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
**République Algérienne Démocratique et Populaire**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**

Université Mohamed Khider-Biskra  
Faculté des sciences et de la technologie  
Département de génie civil et hydraulique  
Réf : ...../2015

جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية والري  
المرجع : 2015/



Mémoire de Master

2<sup>ème</sup> Année

Option : Contrôle Technique de Construction  
CTC

***Etude d'un bâtiment (R+7+S/SOL) à usage***

***Multiple***

***Contreventement mixte (voiles+portique)***

Etudiant :

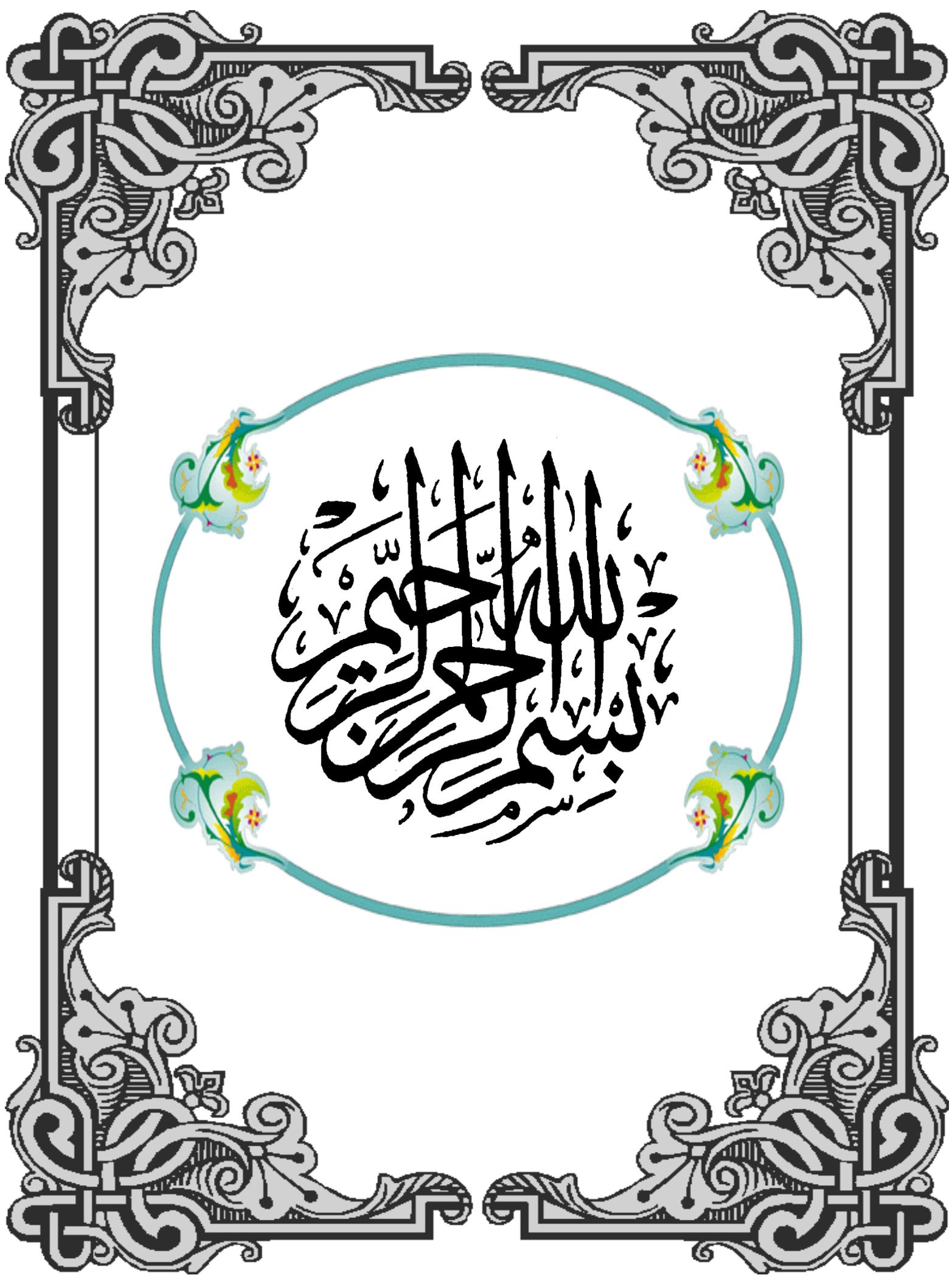
\*BEY HOURIA

Encadreur :

\* M<sup>ed</sup> : BOUACIDA LYNDA

*Promotion 2014/2015*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



# REMERCIEMENT

*Je remercie, en premier lieu, notre dieu qui ai bien voulu-Je  
donner la force pour effectuer le présent travail.*

*Très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.*

*Nous exprimons nos profonds remerciements à mon enca-  
dreur **Med BOUACIDA LYNDIA** pour son orientation et  
ses Précieux conseils et surtout pour sa patience.*

*Je remercie chaleureusement tous les professeurs de génie  
civil qui ont contribué à mon formation, surtout monsieur*

***ZATER** et monsieur **MACHKOURI**.*

# DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma très chère mère et mon très cher père qui m'ont  
Toujours soutenus durant toutes les périodes de vie, que  
Dieu le tout puissant les protèges et les gardes.*

*Mes frères : FOUZI, KHALED, NOURDINE, AYE-  
MEN, IZEDINE, et Mes sœurs : WARDA, ZAHRA,  
SABAH, ASSIA*

*Mes amis à la city universitaire : NAJAH, HAIZIA,  
HAIFA, MERZAKA, DALILA*

*A toute la famille BEY*

*A toute la promotion 2015*

**HOURIA**

## RESUME :

Ce projet présent une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (07) étages, implanté à la wilaya de Biskra. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de deux parties :

La première partie consiste à un visite sur le site d'un projet dans le but de suivre les travaux de réalisation de cette projet, pour connaître un peut les différents étapes et les technique de réalisation d'un projet. Les détails seront exposés sous forme de photos.

La deuxième partie entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges. et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher).

En fin on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on terminer le travaille avec une conclusion générale.

## المخلص

بصدد إعداد مشروع مذكرة التخرج، قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة إلى الاستعمال المتعدد، متكونة من سبع طوابق + طابق ارضي بالإضافة إلى طابق تحت ارضي والتي ستنشأ في ولاية بسكرة المصنفة ضمن المناطق الضعيفة الزلازل حسب النظام الجزائري APR 99 noisreV2003، في هذه المذكرة استعملنا القوانين الجديدة مثل ال APR 99V2003 وال LEAB91، المذكرة تتكون من جزأين :

الجزء الأول عبارة عن زيارة ميدانية لمشروع معين بهدف متابعة الأعمال المخلفة لانجاز مشروع، التقديم سيتم عن طريق الصور.

الجزء الثاني يتناول وصفا عاما للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة، بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية، كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية و الثانوية للبناية

في الأخير سنستعمل برنامج روبات للقيام بدراسة زلزالية للبناية بهدف تحديد الاجهادات المختلفة للبناية وفي الأخير سننهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل .

# SOMMAIRE

## ➤ INTRODUCTION GENERALE

### **PATIERI : CONTROLE D'UN CHANTIER.**

#### Introduction

<b>I.</b>	Présentation du projet	
1-	Présentation du projet .....	02
2-	Les différents acteurs de projet.....	02
3-	Les documents graphiques .....	03
<b>II.</b>	L'implantation du projet	
1-	L'implantation .....	04
2-	Le terrassement .....	05
<b>III.</b>	Les engins utilisés dans le chantier .....	06
<b>IV.</b>	Examen des matériaux de construction	
1-	Le ciment .....	08
2-	Le sable .....	09
3-	Le gravier .....	09
4-	L'eau de gâchage .....	10
5-	L'acier .....	10
<b>V.</b>	Examen des fondations .....	12
<b>VI.</b>	Examen des éléments verticaux	
1-	Les poteaux .....	14
2-	Les voiles .....	15
<b>VII.</b>	Examen des éléments horizontaux.	
1-	Les poutres .....	16
2-	Les planchers .....	17
<b>VIII.</b>	Examen des escaliers .....	18
<b>IX.</b>	Examen des travaux de finition .....	20
<b>X.</b>	Examen des travaux de l'étanchéité .....	21

## ***PARTIE 2 : MODELISATION ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE***

### ***Chapitre I : Présentation de l'ouvrage :***

1- Introduction .....	24
2- Présentation de l'ouvrage .....	24
3- Conception de la structure .....	24

### ***Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments porteurs :***

1- Introduction .....	31
2- Pré dimensionnement des éléments .....	31
3- Descente de charge .....	34

### ***Chapitre III : Calcul des éléments secondaires***

1- L'acrotère .....	42
2- Les balcons .....	47
3- Les planchers .....	51
4- Les escaliers .....	55

### ***Chapitre IV : L'étude sismique***

1- L'étude dynamique .....	67
2- L'étude sismique .....	71

### ***Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux***

1- Introduction .....	85
2- Les combinaisons d'actions .....	85
3- Les poteaux .....	87
4- Les poutres .....	99
5- Les voiles .....	107

### ***Chapitre VI : L'étude de l'infrastructure*** .....116

### **Conclusion**

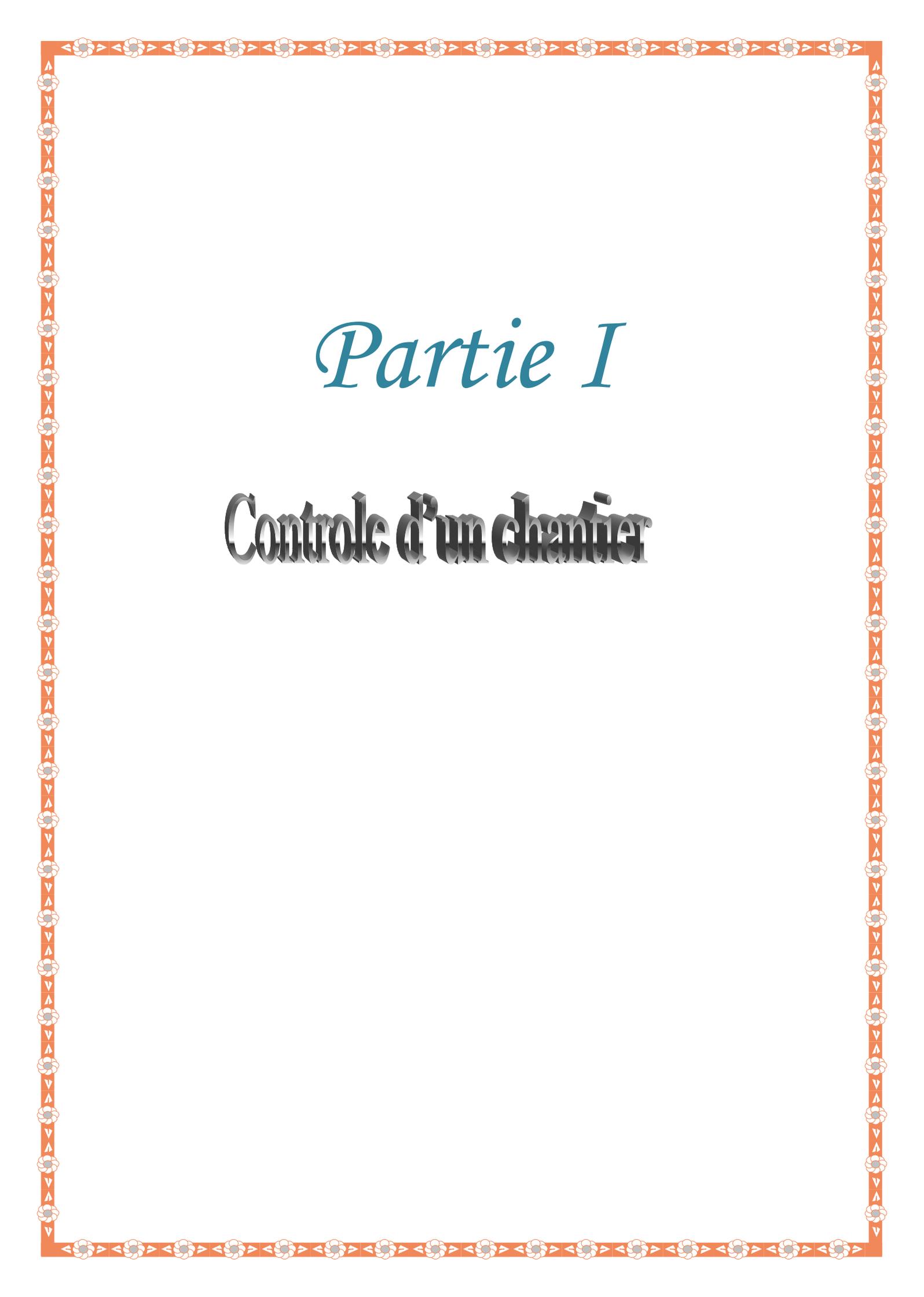
#### **➤ CONCLUSION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil est un domaine dans lequel les ouvrages et structures à concevoir, calculer et construire sont soumis à des actions que l'on peut qualifier de la manière la plus générale de « variables dans le temps ». Ces actions viennent se rajouter aux actions permanentes (typiquement les forces de pesanteur). Les actions variables peuvent être classées en deux familles :

\*Actions environnementales telles que vent, houle, séisme, marées, fluctuations de paramètres environnementaux divers (température, pression, hauteur de nappe,...)

\*Action/ sollicitation de type « industriel » telles que machines tournants, vibrantes, presses, trafic ferroviaire, routier, aéroportuaire, circulation d'engins de manutention, vidanges/remplissage de réservoirs, etc. Les actions variables peuvent avoir une influence significative sur le comportement de la stabilité des ouvrages pendant toute leur durée de vie et entraîner, sur le moyen de long terme, des pathologies et des désordres significatives, pouvant aller jusqu'à des dysfonctionnements importants, voire la rupture de l'ouvrage. Le caractère souvent assez irrégulier et aléatoire de certaines actions rencontrées en génie civil (vent, séismes), peut, de plus, induire des effets dynamiques importants (cas de séisme par exemple), et rend la prise en compte de ces actions et l'évaluation des sollicitations mécaniques résultantes souvent très difficile à faire de manière fiable et réaliste.



# *Partie I*

## **Contrôle d'un chantier**

## Introduction :

L'objet de la première partie de ma mémoire est consisté à suivre les travaux de construction d'un bâtiment R+4, le suivi sur chantier pour but de connaître les méthodes, les techniques ainsi que les engins utilisé pendant la réalisation d'un certain ouvrage, on plus il de exploré de nouveaux défauts de la réalisation.

### **I. Présentation du projet :**

Le projet que je le visité, est un projet de 90 logements R+4, situé à sidi Khaled dans la wilaya de Biskra, ce projet est composé de 9 block chaque block comprend 10 logements.

#### **1-Les différents acteurs d'un projet :**

- **Maitre d'ouvrage :** LA DIRECTION GENERALE DE L'OFFICE DE LA DIRECTION DE LA PROMOTION ET GESTION IMMOBILIERE. BISKRA.
- **Maitre d'œuvre :** OUINAT NASER ADDINE
- **Contrôle technique :** CTC.EST BISKRA
- **Entreprise :** MEHANI BEN HEWAILI.

#### **2-Documents graphiques :**

##### **2-1-Plan de masse :**

Le plan de masse présente l'emplacement du projet de construction par rapport à son voisinage immédiat et indique les limites et l'orientation du terrain, l'implantation et la hauteur de la construction, le tracé des voies de desserte et des raccordements, qui sert à localiser le bâtiment à construire et les abords immédiats ; construction voisines ; murs mitoyens ...etc.

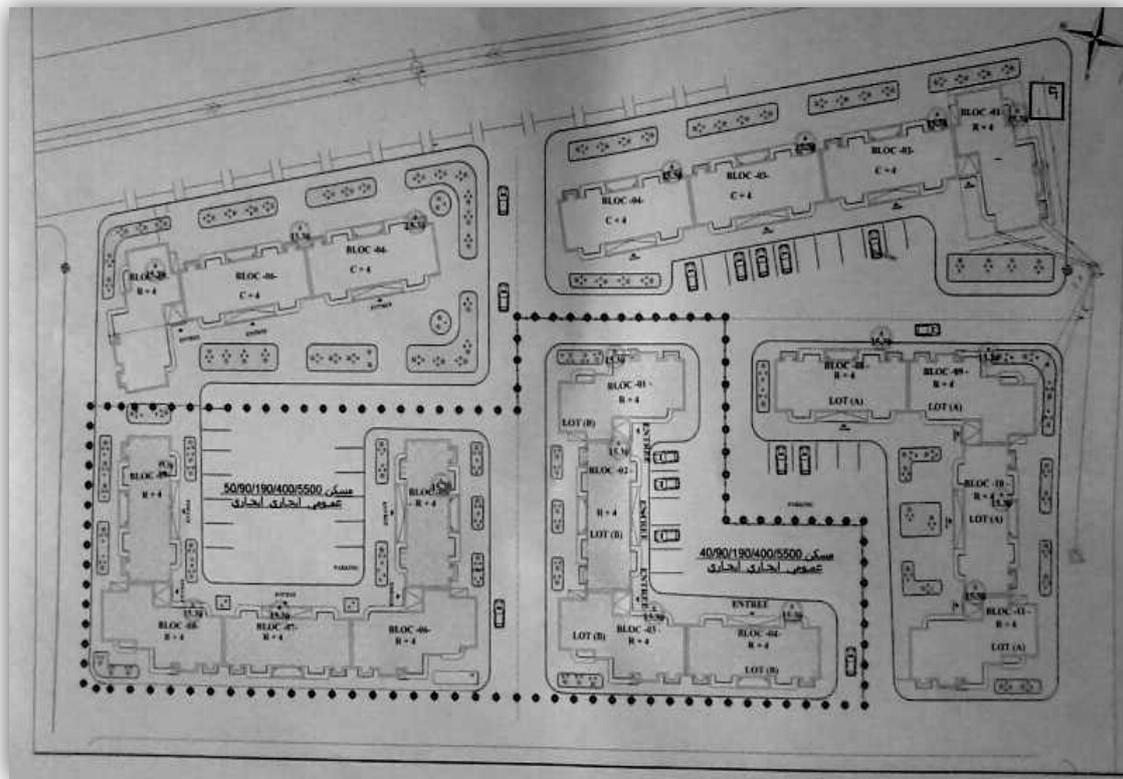


Fig. I.1 : plan de masse.

## 2-2-Plan de situation :

Est un document exigé dans un dossier de demande de permis de construire, de déclaration des travaux, de certificat d'urbanisme. Il est généralement inclus également dans les pièces graphiques d'un Dossier de Consultation des Entreprises. L'échelle du plan sera précisée et comprise entre les 1/5000e et 1/25 000e. Il doit comporter plusieurs informations permettant la situation du projet concerné :

- ❖ Le nom de la commune et lieu-dit éventuel.
- ❖ L'orientation géographique, le plus souvent on représente la direction du Nord.
- ❖ Un repère localisant le projet tel que rues, boulevards, etc.



Fig. I.2 : Plan de situation.

## II. L'implantation d'un projet :

### 1-Implantation :

L'implantation sert à positionner la construction sur le terrain. On commence par marquer l'emplacement des fondations qui seront les premiers éléments réalisés.

L'implantation consiste à matérialiser sur le terrain tous les tracés géométriques prévus par le dossier des travaux indispensable à la réalisation d'un ouvrage.

#### ➤ Comment réaliser l'implantation ?

\***Le piquetage :** Cette opération vise à matérialiser au moins deux axes généralement orthogonaux. Ces deux axes sont reportés hors de l'emprise de la construction dont l'un est parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

**\*Le nivellement :** Comme son nom l'indique, le nivellement cherche à repère les différents niveaux en vue de procéder à tous travaux de fouille ou de terrassement.

### **Mise en œuvre pratique de l'implantation :**

- Nettoyage du terrain.
- Repérage de l'emprise de l'ouvrage au moyen de piquets posés aux angles de ce dernier.
- Mise en place des chaises d'implantation.
- Détermination des lignes principales en les matérialisant au moyen de cordeaux ou de fil de fer recuit cloués sur les chaises.



Fig. I.3 : Le piquetage



Fig. I.4 : Mettre des chaises.

## **2-Le terrassement :**

Le terrassement désigne l'ensemble des opérations de mise en forme d'un terrain, d'une façon générale tout mouvement de terre (remblai ou déblai).

### **◇ Opération élémentaires de terrassement :**

- La fouille : opération consistant en l'extraction de déblais.
- La charge : mise en charge des déblais dans des véhicules de transport.
- Le transport.
- La mise en décharge : sur un site de stockage (mise en dépôt) en vue d'une utilisation future en vers la décharge publique.

**III. Les engins utilisés dans le chantier :**



Fig. I.6 : Camion transport



Fig. I.7: La grue



Fig. I.8 : Bétonnière



Fig. I.9 La pelle mécanique



Fig. I.10: Vibreur



Fig. I.11 : Dumper.



Fig. I.12: Brouette



Fig. I.13: Ciseaux



Fig. I.14: Coffrage métallique



Fig. I.15 : Coffrage en bois

#### IV. Examen des matériaux de construction :

##### 1-Le ciment :

On utilise dans cette projet le ciment portland composé de AIN TOUTA BATBA, CPJ-CEM II /A 42.5 NA 442.



Fig. I.16: ciment portland composé.



Fig. I.17: stockage de ciment.

## **2-Le sable :**

Le sable est un matériau granulaire constitué de petites particules provenant de la désagrégation d'autres roches dont la dimension est comprise entre 0.08÷ 5 mm selon la définition des matériaux granulaire en géologie.

Le sable utilisé dans ce projet est un sable d'oued de la région de Biskra de dimension :

$\Phi \leq 5 \text{ mm}$ .



Fig. I.18: Sable (0/5) mm

## **3-Le gravier :**

Et une source naturelle comme les vallées, les rivières (pierres arrondies) et se caractérise par sa surface lisse et des diamètres allant de granulés (5-25) ou peuvent être obtenus par artificiellement cassé les roches dans les carrières.

Le gravier est de type concassé, il donne une bonne adhérence avec la pâte de ciment, grâce à leur forme et la surface rugueuse.

### **➤ Dimensions de gravier :**

Il y'a le : (3/8) ; (7/15) ;(15/25)

Dons notre projet utilise le gravier 7/15et 15/25



Fig. I.19: Gravies.

#### **4-L'eau de gâchage :**

L'eau est un élément essentiel dans le béton où il travaille sur la liquidité ainsi que son interaction avec la pâte de ciment donne prise en mélangeant de l'eau sous la forme de rapports entre l'eau et le ciment.



Fig. I.20: stockage de L'eau de gâchage.

#### **5-L'acier :**

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone, dans des proportions compris entre 0.02% et 2% en masse.



Fig. I.21: les ronds lisses.



Fig. I.22 : les barres à haut adhérence.



Fig. I.23: Briques creuse



Fig. I.24: Corps creux



Fig. I.25: Les revêtements de sol

**V. Examen de fondation :**



Fig. I.26 : le béton de propriété



Fig. I.27: mise en place de ferrailage



Fig. I.28: coffrage des semelles



Fig. I.29: ferrailage des amorces poteaux



Fig. I.30: mise en place de l'amorce poteau



Fig. I.31: le collage de fondations.



Fig.I. 32: Fondation après collage.



Fig. I.33 : la longrine.

## VI. Examen des éléments verticaux :

### 2-1-Les poteaux :



Fig. I.34: Le ferrailage



Fig. I.35: Le coffrage



Fig. I.36: Le Coulage



Fig. I.37 : un poteau

**2-2-Les voiles :**



Fig. I.38: ferrailage des voiles



Fig. I.39: voiles après collage.

**VII. Examen des éléments horizontaux :**

**3-1-Les poutres :**



Fig. I.40: ferrailage de poutre.



Fig. I.41: coffrage des poutres.



Fig. I.42: poutres après coulage.

**3-2-Les planchers :**



Fig. I.43: ferrailage des planchers



Fig. I.44: coffrage de plancher



Fig.I.45: Ferrailage de poutrelle.



Fig.I.46: les épingles.



Fig. I.47: mauvaise réalisation Des planchers

### VIII. Examen des éléments secondaires :

#### 4-1-Les escaliers :



Fig. I.48: le ferrailage d'un escalier.



Fig.I.49: Le coffrage d'un escalier.



Fig.I.50: un escalier .

#### **4-2-Le poutre palière :**



Fig.I.51: ferrailage de la poutre palière.



Fig. I.52: la poutre palière

**IX. Examen des travaux de finition :**



Fig.I.53: les maçonnerais. .



Fig.I.54 :L'enduit.



Fig.I.55 : le carrelage



Fig.I.56: La revêtement des murs.



Fig.I.57: maitre les cadres de portes.

## **X. Examen des travaux de l'étanchéité:**

Le toit est un élément essentiel de chaque bâtiment et son travail est de déterminer la partie supérieure du bâtiment et de maintenir à l'intérieur des facteurs climatiques et pour empêcher la fuite d'eau dans le bâtiment.

### **1-Procédé de traitement des plafonds :**

1-Nettoie la surface de la dalle de terre bienet toutes les impuretés.

2-Recouvre la surface du matériau en plaque flindikut.

3-Verser une couche de béton de donner l'inclinaison qui permet l'eau de pluie de s'infiltrer zone d'assainissement.

4-Une fois le béton sec est versé une couche d'asphalte chaud,puis suiver les brosses papier feutre.

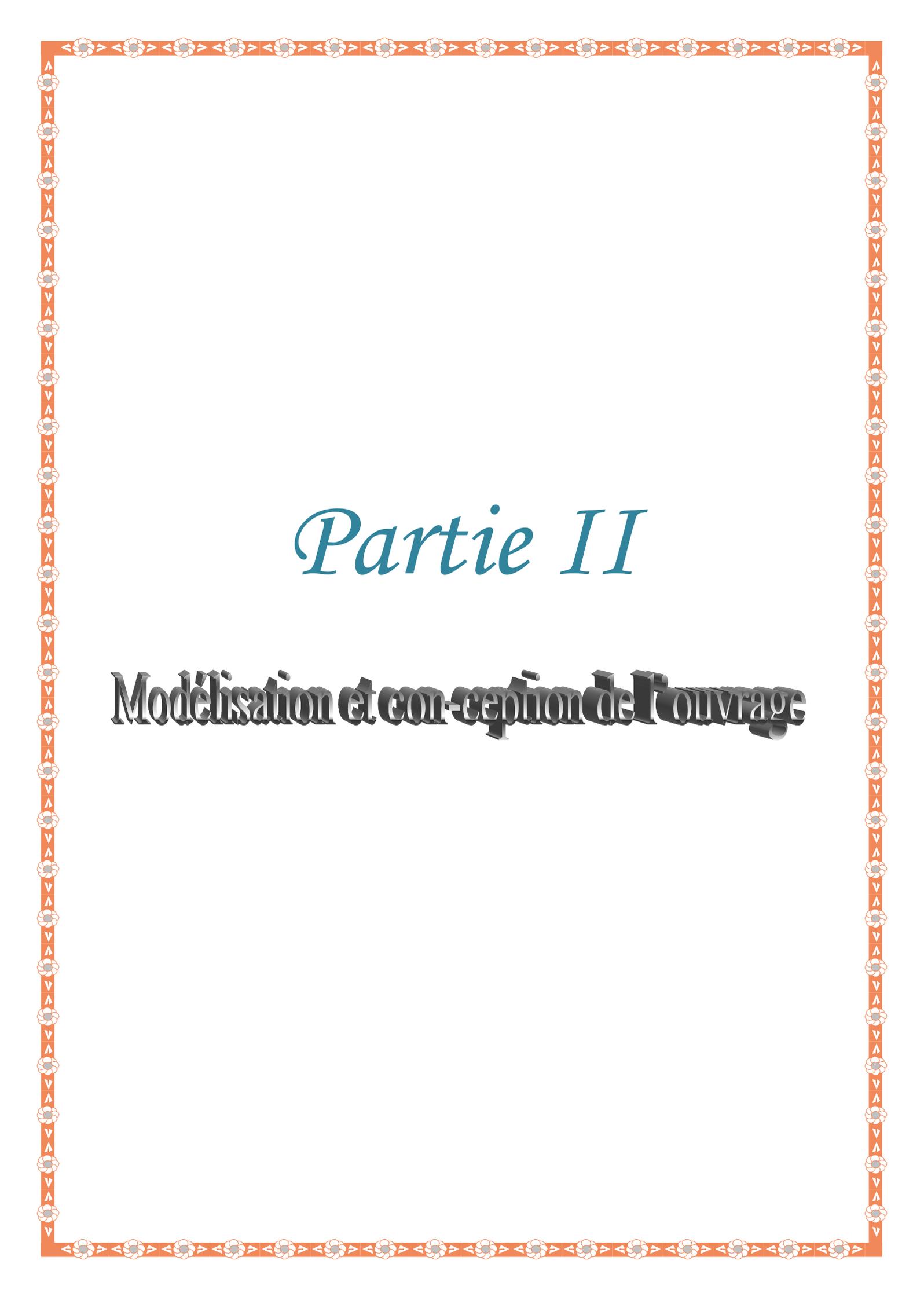
5-Sont traitées espaces entre les feuilles de matériau de feutre de terrain.

6-Verser une seconde couche d'asphalte et de re-pinceaux estimé dans la direction opposée à la direction de la première.

7-Verser dans une troisième couche d'asphalte et de re-balais avec des feuilles estimées dans la direction opposée à la direction de la seconde.

**2-Examen de l'étanchéité :**

Est la vérification de la validité du plafond et contrôlé par l'organe compétent CTC par rempli avec l'eau et attendre 24 heures et surveiller s'il y a un écoulement interne de l'eau, montrant des fissures dans le court terme.



# *Partie II*

## **Modélisation et conception de l'ouvrage**

# *Chapitre I*

*Présentation de l'ouvrage*

## I. NOITCUDRTNI:

Dans cette partie, je faire un calcul sur les éléments principales et les éléments secondaires, avec une étude dynamique, pour avoir le comportement du bâtiment sur l'effet sismique et si elle est résisté le séisme ou non.

## II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ETUDIE :

Notre projet consiste à étudié est un bâtiment à usage multiples (habitation et commerce), elle compose d'un REZ –de chaussée et de 7 étages avec un sous sol, le bâtiment est implanté a BISKRA, elle classée selon l'RPA 99version 2003 comme une zone de faible sismicité.

### 1. LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE BATIMENTS :

#### \*En élévations :

-Profondeur de SS :	4.03m
-Hauteur de RDC+1 <sup>er</sup> étage :	4.03m.
-Hauteur de l'étage courant :	3m.
-Hauteur de l'acrotère:	0.6m.
-Hauteur totale :	30.91m.

#### \*En plan :

Longueur en plan :	29.21m.
Largeur en plan	22.50m

### 2. CONCEPTION DE L'OUVRAGE:

#### a. Les planchers :

Les planchers d'étages courant sont de type corps creux, pour les raisons suivants :

- ✚ Facilité de réalisation.
- ✚ Réduire le poids du plancher.
- ✚ Raison économique.

#### b. La cage d'escalier :

La cage d'escalier permet l'accès du niveau SS, RDC, 7<sup>ème</sup> étages. Le bâtiment comporte deux types d'escaliers, escalier a trois volées et escalier a deux volées

c. Maçonneries : La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuses.

#### d. Revêtement :

- ✚ Enduit en ciment ou en plâtre.
- ✚ Carrelage.
- ✚ Étanchéité.

### III. -HYPOTHESE DE CALCUL :

Pour cette étude les hypothèses de calcul adopté sont :

- ✚ La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28}=25\text{Mpa}$
- ✚ La résistance à la traction du béton :  $f_{t28} =2.1\text{Mpa}$
- ✚ Module d'élasticité longitudinal différé :  $E_{vj}= 10818.865\text{Mpa}$
- ✚ Module d'élasticité longitudinal instantané :  $E_{ij}=32164.195 \text{ Mpa}$
- ✚ Limite élastique du acier :  $f_e=400\text{MPA}$

### IV. -REGLES ET NORMES DE CALCUL :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- ✚ Les règles parasismiques algériennes (RPA 99 Version 2003).
- ✚ Les règles BAEL91.
- ✚ Les règles CBA93
- ✚ Charges permanents et charges d'exploitations (DTR-BC-2.2).

### V. -CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

Notre ouvrage est réaliser par le matériau béton armé, cette matériaux est un mélange de béton +acier, il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibre les efforts aux quels le béton résiste mal.

#### 1) Caractéristiques mécaniques :

##### 1-1-Béton :

##### a. définition :

Le béton est un mélange de liants (ciment +eau) et d'agrégat (gravillons +sable),

Dans des proportions définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

##### b. Compositions :

- ✚ Ciment :  $350 \text{ Kg/m}^3(\text{CPJ42.5})$ .
- ✚ Gravier :  $800 \text{ Litre/m}^3 (\varphi \leq 25\text{mm})$ .

Poids :  $G_G = \gamma_g * V_g = 1.5 * 800 = 1200 \text{ Kg/m}^3$ ,  $\gamma_g$  : la masse volumique de gravier.

- ✚ Sable :  $400 \text{ Litre/m}^3 (\varphi \leq 5\text{mm})$ .

Poids :  $G_S = \gamma_s * v_s = 1.6 * 400 = 640 \text{ Kg/m}^3$ ,  $\gamma_s$  : la masse volumique de sable.

- ✚ Eau :  $180 \text{ L/m}^3$

### c. Résistance caractéristique en compression $F_{c28}$ BAEL 91 (artA2.1.11)

La résistance caractéristique à la compression d'un béton à l'âge de  $j$  jour  $f_{cj}$ , est égale à sa résistance à la rupture par compression à  $j$  jour, résistance mesurée en écrasant par compression axiale des cylindres droites de révolution de  $200 \text{ cm}^2$  de Section et d'une hauteur double de leur diamètre, on générales,  $j=28$  et on considère  $f_{c28}$  La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droites de révolution de  $200 \text{ cm}^2$  de section et d'une hauteur double que leur diamètre.

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \quad \left. \vphantom{F_{cj}} \right\} \text{ pour :}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \quad \left. \vphantom{F_{cj}} \right\} j < 28 \text{ jour.}$$

$$F_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{pour } j > 28 \text{ jour, } f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

### d. Résistance caractéristique à la traction $F_{tj}$ BAEL91 (art.2.1.12):

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à l'âge de  $j$  jours est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ (MPa).}$$

### e. Déformation de béton :

#### ➤ Déformation longitudinale du béton :

- Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton,  $E_{ij}$  est pris égal :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}.$$

- Sous des contraintes normales de longue durée d'application, pour tenir compte du retrait et du fluage, le module de déformation longitudinale du béton,  $E_{vj}$ , est pris égal à :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}.$$

### f. Coefficient de poisson :

Lorsqu'on soumet une éprouvette, de longueur  $l$ , à un effort de compression, il se produit un raccourcissement  $\Delta l$ , d'où un raccourcissement relatif  $\frac{\Delta l}{l}$ . Par contre, une dimension transversal  $\alpha$  de la section devient  $\alpha + \Delta \alpha$ , d'où un allongement relatif  $\frac{\Delta \alpha}{\alpha}$ . On appelle coefficient de poisson, le rapport :

$$\frac{\Delta d/d_0}{\Delta l/l_0} = \frac{\xi t}{\xi l}$$

$\xi t$  : déformation transversal.

$\xi l$  : déformation longitudinale.

$v = 0.2$  pour l'état limite de service.

$v = 0$  pour l'état limite ultime.

### **g. Contraintes limites :**

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui pour lequel une conduction requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cessera d'être en cas de modification défavorable d'une action et dans ce cas la structure ne répond plus à la fonction pour lesquelles elle est conçue, on distingue deux états limites.

#### ➤ **Etat limite ultime E.L.U :**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y a la ruine de l'ouvrage.

- ✚ Etat limite d'équilibre qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- ✚ Etat limite de résistance qui concerne le non rupture de l'ouvrage.
- ✚ Etat limite ultime de stabilité des formes (flambement) qui concerne les pièces élancées soumises à l'effort de compression axiale.

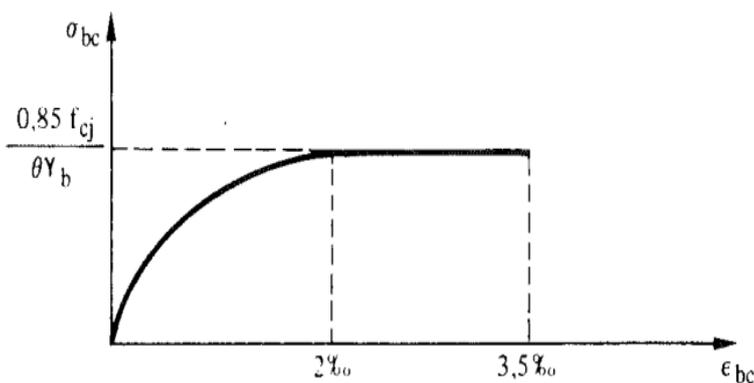


Fig. II.1 : Diagramme de déformation de la contrainte du béton.

La contrainte du béton à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{cj}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{cas des combinaisons accidentelles.} \\ 1,5 & \text{les autres cas.} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14,2 \text{MPa} & \text{actions courants.} \\ 18,45 \text{MPa} & \text{actions accidentelles.} \end{cases}$$

0,85 : coefficient réducteur.

### ➤ Etat limite de service :

Il correspond à des critères dont le non respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes, il comprend trois cas :

- ✚ Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- ✚ La corrosion des armatures insuffisamment protégées, compromettre la durabilité de l'ouvrage, des fonctions d'étanchéité ou des critères esthétiques d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés.
- ✚ Etat limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple.

La contrainte de compression de béton à l'ELS est limitée par  $\sigma_{bc}$ .

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

### 1-2-L'acier :

L'acier est un alliage fer-carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement et de torsion, Il ne réagit pas avec le béton, il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

Les aciers généralement utilisés pour constituer les armatures des pièces en béton armé sont :

- ❖ Les ronds lisses, de nuance FeE215 ou FeE235.
- ❖ Les barres à haute adhérence, de nuance FeE400 ou FeE500 et de type 1 ou de type 2.
- ❖ Les fils à haute adhérence, de nuance FeTE400 ou FeTE500 et de type 3.
- ❖ Les treilles soudées, qui peuvent être constituées par l'un des aciers précédents.

#### a. Diagramme de déformations contraintes : BAEL (art A.2.2.2)

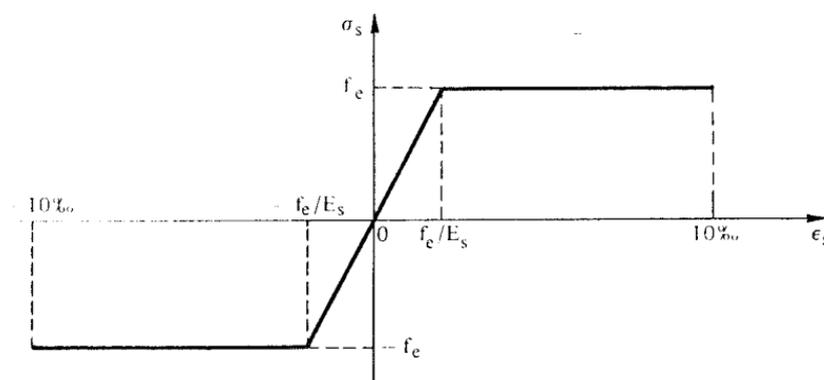


Fig. II.2 : Diagramme de déformation de la contrainte d'acier.

Ce diagramme, qui est valable pour tous les aciers, quel que soit leur mode d'élaboration, comporte :

De l'origine au point A ( $\frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s}, \frac{f_e}{\gamma_s}$ ) une droite d'équation :  $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

Du point A, au point B, une horizontale d'ordonnée  $\frac{f_e}{\gamma_s}$

Les notations utilisées sont les suivantes :

$F_e$  = limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

=1, dans les cas des saturations accidentelles (séisme, chocs).

=1.15, dans tout les autre cas.

$E_s$  : module d'élasticité de l'acier  $E_s = 200000 \text{ MPa}$

L'allongement maximale de l'acier est limité à 10%

Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine (cas de la compression).

### **a. La contrainte limite de traction des aciers :**

Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant.

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

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f t j} \right).$$

Si la fissuration est très préjudiciable :  $\sigma_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f t j} \right).$

$\eta$  : coefficient de fissuration.

=1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfiles lisses.

=1.6 pour les armatures à haute adhérence ( $\phi \geq 6 \text{ mm}$ ).

=1.3 pour les armatures à haute adhérence ( $\phi \leq 6 \text{ mm}$ ).

### **b. Contrainte tangent limite ultime (art A.5.1.2)**

Cas de l'armature transversale droite ( $\alpha = 90^\circ$ ).

Fissuration peu nuisible :  $\tau_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}, 5 \text{ MPa} \right]$

Fissuration Préjudiciable ou très préjudiciable :  $\tau_u = \min \left[ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}, 7 \text{ MPa} \right]$

Cas des dalles :  $\tau_u = \left[ 0.07 \frac{f_{c28}}{\lambda b} \right]$ , Art A.4.5.2.2.

# *Chapitre II*

*Pré dimensionnement des éléments  
porteurs*

## I. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux a pour but de déterminer les dimensions de départ de ces éléments structuraux, le calcul de ce dernier est basé sur :

RPA99 Version 2003 et BAEL91.

## II. Pré-dimensionnements des éléments :

### 1. Les poutres principales (longitudinales):

➤ D'après le règlement B.A.E.L 91 :

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

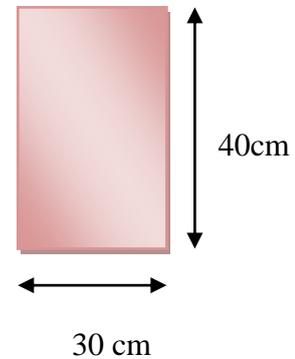
Avec  $L_{\max}$  : La longueur maximal de portée

$$L_{\max} = 440 \text{ cm}$$

$$h = \left( \frac{440}{15} \div \frac{440}{10} \right) , h = (29.33 \text{ cm} \div 44 \text{ cm}) \quad ; \quad h_t = 40 \text{ cm}$$

$$b = (0.3 \div 0.6) h$$

$$b = (12 \text{ cm} \div 24 \text{ cm}) \quad ; \quad b = 30 \text{ cm}$$



➤ D'après les conditions de l'RPA99 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad , \quad b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad , \quad h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} < 4, \quad \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

### a. Les poutres transversales (secondaires) :

➤ D'après le règlement B.A.E.L91 :

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad , \quad L_{\max} = 405 \text{ cm}$$

$$h = (27 \div 40.5) \text{ cm} \quad , \quad h = 30 \text{ cm}$$

$$b = (0.3h \div 0.6h) \text{ cm}$$

$$b = (10.5 \div 21) \text{ cm}, \quad b = 25 \text{ cm}$$

➤ D'après les conditions de L'RPA 99 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

## 2. Les poteaux :

➤ : Condition de portée (B.A.E.L99) :

$$L_F = 0.7L_0, \quad L_0 = 403 \text{ cm} \quad L_f = 0.7 * 403 = 282.1 \text{ cm}$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 50$$

$$\lambda_x = 3.46 * \frac{L}{b}, \quad \lambda_y = 3.46 * \frac{L}{h}$$

$$\begin{cases} \lambda_x = 3.46 * 282.1 / b \geq 50 \\ \lambda_y = 3.46 * 282.1 / h \geq 50 \end{cases}$$

$$b = h = 19.52 \text{ cm}, \text{ Nous prenons : } h_i = b_i = 50 \text{ cm}$$

➤ D'après les conditions de l'RPA99:

$$\text{Min } (b_i, h_i) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (40, 40) \geq 25 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$\text{Min } (b_i, h_i) \geq h_e / 20$$

$$403 / 20 = 20.15 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$0.25 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq 1 \leq 4 \quad \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

$$\text{On prépose : } h = 50 \text{ cm}, \quad b = 40 \text{ cm}$$

### 3. Les planchers :

#### 1-4-1-Plancher a corps creux :

➤ D'après le règlement B.A.E.L91 (condition de la flèche) :

$$\frac{Ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} L = 405 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{405}{22.5} ; \quad h_t \geq 18 \text{ cm} ; \text{ Nous prenons } h_t = 20 \text{ cm. (16+4)}$$

#### ❖ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t \quad (\text{B.A.E.L 99})$$

$$6 \text{ cm} \leq B_0 \leq 12 \text{ cm} \quad \text{On prend } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_n = b - b_0 \Rightarrow 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_i = \min \left( \frac{L}{2}, \frac{L}{10} \right)$$

$$= \min (27.5, 40.5) = 27.5 \text{ cm}$$

$L_N$  : La distance entre nus de deux nervures

$L$  : La longueur de nervure

### 4. Les voiles :

➤ Selon les conditions de l'RPA99 :

$$e \geq \frac{he}{20} \Rightarrow \quad a \geq \frac{403}{20} = 20.15 \text{ cm}$$

$$e \geq 20.15 \text{ cm}$$

On prend:  $a = 20 \text{ cm}$

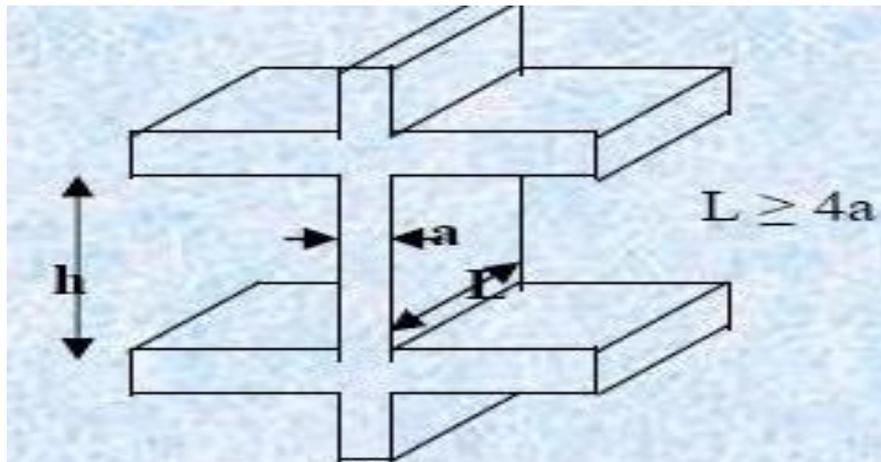


Fig. II.3: les voiles.

### III. DESCENTE DES CHARGES

#### 1-Introduction :

La descente de charge a pour objectif d'étudier la distribution des charges dans une structure.

Lors de cette étude, On détermine les charges qui s'appliquent sur chaque éléments porteurs de la structure cela nous permet des les dimensionner jusqu'au sol qui est l'élément porteur de notre structure

Il existe quatre familles d'éléments porteurs :

- ✚ Les porteurs horizontaux (plancher ou dalle poutre) situé dans un plan horizontal.
- ✚ Les porteurs verticaux (poteaux, murs ou voiles) situé dans un plan vertical.
- ✚ La charpente.
- ✚ Les fondations.

#### 2-Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux poteaux, voiles, etc.
- Vérification de la section des éléments porteurs.

### **3-Les types des charges :**

#### **3-1--Charges permanentes :**

Elles ont pour symbole de terme G, Elles résultant du poids propre des éléments porteurs et non porteurs

Elles sont déterminées à partir :

- ✓ Poids volumique des matériaux exprimé en  $\text{KN/m}^3$
- ✓ Poids spécifique des éléments exprimé en  $\text{KN/m}^2$

#### **3-2-Charge variable :**

On distingue deux familles principales :

Les charges d'exploitation et les charge climatique.

### **4-Les charges appliquent sur le bâtiment :**

#### **4-1-Plancher terrasse :**

La terrasse est inaccessible et réalisée en dalle pleine et en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

**4-1-1Charge permanente :** d'après le D.T.R.B.C.2.2 et pour un plancher à corps creux on a :

N <sup>0</sup>	Désignation	e (m)	$\gamma$ ( $\text{N/m}^3$ )	Poids surfacique ( $\text{N/m}^2$ )
1	Gravillon de protection	0.05	17000	850
2	Etanchéité multicouche	0.02	6000	120
3	Isolation thermique	0.04	3000	120
4	Béton de pente	0.05	22000	1100
5	Plancher à corps creux	0.20	14000	2800
6	Enduit et plâtre	0.01	10000	100

$$G = 5090 \text{ N/m}^2$$

#### **4-1-2-Charge d'exploitation :**

$$Q = 1000 \text{ N/m}^2$$

#### **4-2-Plancher étage courant :**

##### **4-2-1-Charge permanente :**

N°	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Poids spécifique (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de ciment	0.02	20000	400
3	Couche de sable	0.2	17000	340
4	Plancher à corps creux	0.2	14000	2800
5	Enduit en plâtre	0.10	10000	100
	<b>Cloison</b>	-	-	750

$$G = 4830 \text{ N/m}^2 ,$$

##### **4-2-2-Charge d'exploitation :**

$$Q = 1500 \text{ N/m}^2$$

#### **5-LOI DE DEGRISION : DTR B.C.2.2**

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour le toit à la terrasse ..... $Q_0$ .

Pour le dernier étage ..... $Q$ .

Pour l'étage immédiatement inférieure ..... $0.9Q$ .

Pour étage immédiatement inférieure ..... $0.8Q$ .

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5Q$ , valeur conservée pour les étages inférieurs suivantes.

**6-Descente de charge de poteaux intermédiaire :**

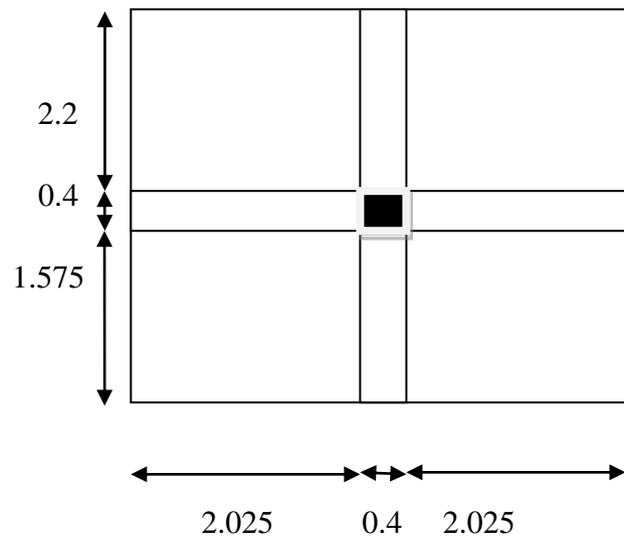
$$S_G = (2.2+1.575)*(2.025+2.025)$$

$$= 3.775*4.05 = 15.29 \text{ m}^2$$

$$S_Q = (2.025+2.025+0.4)*(1.575+0.4+2.2)$$

$$= 18.58 \text{ cm}^2$$

$$S_{Q1} = 18.58 - (0.4*0.4) = 18.42 \text{ cm}^2.$$



Section	L'élément	G (N)	Q (N)
<b>La terrasse</b>			
<b>1-1</b>	Plancher : 15.29*5090	77826.1	
	Poutre principales : 0.4*0.3*25000*4.05	12150	
	Poutre secondaire : 0.3*0.25*25000*3.775	7078.125	
	Surcharge : 18.42*1000		18420
<b>2-2</b>	Venant : 1-1 :	97054.225	
	Poteau : 0.4*0.4*25000*3	12000	
<b>Etage courant</b>			
<b>3-3</b>	Venant : 2-2 :	109054.225	
	Plancher étage courant : 15.29*4830	73850.7	
	PP+PS :	19228.125	
	Surcharge : 18.42*1500*1		27630
<b>4-4</b>	Venant : 3-3	202133.05	46050
	Poteau :	12000	
<b>5-5</b>	Venant : 4-4	214133.05	
	PEC+PP+PS	87115.725	
	Surcharge : 18.42*1500*0.9		24867
<b>6-6</b>	Venant : 5-5	301248.775	70917
	Poteau :	12000	

<b>7-7</b>	Venant : 6-6	313248.775	70917
	PEC+PP+PS	87115.725	
	Surcharge : $18.42 \times 1500 \times 0.8$		22104
<b>8-8</b>	Venant : 7-7	400364.5	93021
	Poteau :	12000	
<b>9-9</b>	Venant : 8-8	412364.5	93021
	PEC+PP+PS	87115.725	
	Surcharge : $27630 \times 0.7$		19341
<b>10-10</b>	Venant : 9-9	499480.225	112362
	Poteau	12000	
<b>11-11</b>	Venant : 10-10	511480.225	112362
	PEC+PP+PS	87115.725	
	Surcharge : $27630 \times 0.6$		16578
<b>12-12</b>	Venant : 11-11	598595.95	128940
	Poteau	12000	
<b>13-13</b>	Venant : 12-12	610595.95	128940
	PEC+PP+PS	87115.725	
	Surcharge $27630 \times 0.5$		13815
<b>14-14</b>	Venant : 13-13	697711.675	142755
	Poteau : $0.4 \times 0.4 \times 25000 \times 4.03$	16120	
<b>15-15</b>	Venant : 14-14	713831.675	142755
	PEC+PP+PS	87115.725	
	Surcharge : $27630 \times 0.5$		13815
<b>16-16</b>	Venant : 15-15	800947.4	156570
	Poteau :	16120	
<b>17-17</b>	Venant : 16-16	817067.4	156570
	PEC+PP+PS	87115.725	
	Surcharge : $27630 \times 0.5$		13815
<b>18-18</b>	Venant : 17-17	904183.125	170385
	Poteau :	16120	
<b>Somme :</b>		920303.125	170385

$$G = 920303.125 \text{ N} \quad ; \quad Q = 170385 \text{ N}$$

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1497986.55 \text{ N}$$

$$N_{ser} = 109069 \text{ N}$$

### **6-1-Vérification de la section de poteau : BAEL 91(B.8.4.1) :**

$$N_u \leq N = \alpha [ (Br * f_{c28}) / (0.9 * \gamma_b) + A f_e / (\gamma_s) ]$$

$\alpha$ : coefficient fonction l'élancement mécanique  $\lambda$

$$\lambda = \max (\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} * l_f / b \quad , \quad \lambda_y = \sqrt{12} * l_f / h$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} * \frac{2.821}{0.4} = 24.43$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} * \frac{2.821}{0.5} = 19.54$$

$\lambda < 50$ , pas de risque de flambement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.8$$

$B_r$ : section réduit du poteau.

$$B_r = (50-2) * (40-2) = 1824 \text{ cm}^2.$$

$A$ : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min \text{ BAEL}}, A_{\min \text{ RPA}}).$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m}, 0.2 \% B).$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.7 \% B.$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad , \quad \gamma_b = 1.5$$

➤ **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$N_u$ (N)	$A_{min}$ BAEL ( $mm^2$ )	$A_{min}$ (RPA) ( $mm^2$ )	A ( $mm^2$ )	$B_r$ ( $mm^2$ )	$\bar{N}$ (N)	Condition
SS+RDC+7étage	1497986.55	400	1400	1400	182400	3091787.44	cv

**6-2-Vérification vis-à-vis du RPA99 :**

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

$N_d$  : effort normal de calcul.

$B_c$  : section de poteaux.

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton.

Niveau	$N_u$ (N.m)	$B_c$ ( $mm^2$ )	$N_u/B_c * f_{c28}$	Condition
SS+RDC+7étage	1497986.55	200000	0.29	c.v

\*Donc la section de poteaux choisie est (50\*40)  $cm^2$ .

# *Chapitre III*

*Calcul des éléments secondaires*

## 1-L'ACROTÈRE

### 1-Définition :

L'acrotère est un mur périphérique que on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment ou niveau de terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher traverse, se suit également à la protection des envers de maintenance.

### 2-Dimensionnement :

$$S = (0.1*0.6) + (0.07*0.1) + (0.1*0.03*0.5) = 0.0685\text{cm}^2.$$

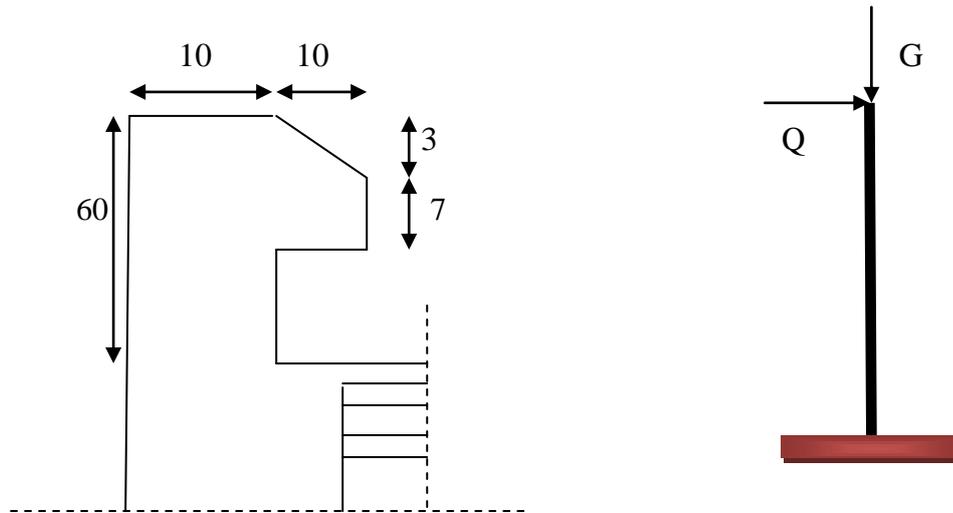


Fig. II.4 : Schéma de l'acrotère.

- L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée.
- Le calcul se faire sur un bond de 1 m.

### 3 -Les charges appliquent sur l'acrotère :

#### 3-1-Charge permanent G :

$$G=g_1+g_2.$$

$$g_1= 0.0685*25000*1=1712.5 \text{ N/ml.}$$

$$g_2= (0.01*0.6)/1/20000=120\text{N/ml.}$$

$$G= 1712.5+120=1832.5\text{N/ml.}$$

#### 3-2-Sur charge : Q= 1000N/ml.

- ❖ L'RPA99 Version 2003 considéra l'acrotère comme un élément non structural (art 6.2.3), et elle doivent être calculés sous l'action des forces horizontales comme suit :

$$F_p=4*A*C_p*W_p.$$

A : Coefficient d'accélération de zone

$A=0.1$  (groupe 2, zone I tableau 4.1).

$C_p$  : Facteur de force horizontale

$C_p=0.8$  (tableau 6.1).

$W_p=G =1832.5N$ .

$F_p = 4*0.1*0.8*1832.5 = 586.4N. \leq Q$ .

$F = \max (Q, F_p) =1000N$ .

#### **4-Les sollicitations :**

$M=Q*h=1000*0.6=600N/ml$ .

$N=G=1832.5N/ml$ .

$T = Q=1000N/ml$ .

#### **5-Combinaison d'action :**

##### **➤ ELU:**

$N_u = 1*G=1*1832.5=1832.5N$ .

$M_u = 1.5M=1.5*600=900N$ .

$T_u = 1.5Q=1.5*1000=1500N$ .

##### **➤ ELS :**

$N_{ser} = G*1=1832.5N$ .

$M_{ser} = M=600 N.m$

#### **6-Calcul de ferrailage :**

Le calcul se fait sur une section rectangle de  $b=100cm$  et  $h=10cm$

L'enrobage des armatures est de  $2.5cm$ .

#### **6-1-Armatures longitudinales :**

##### **6-1-1Calcul de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1832.5} = 0.49 \text{ m.}$$

$$e_g = \frac{h}{2} - \frac{0.10}{2} = 0.05. \quad e_g \leq e$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section, donc la section étudié est partiellement comprimé et on le calculé à la flexion simple.

$$M_a = M_u + N_u * \left( \frac{h}{2} - c \right) = 900 + 1832.5 * \frac{0.10}{2} - 0.025 = 991.6 \text{ N.m.}$$

$$\mu = M_a / \bar{\sigma}_b \cdot d^2 = 991.6 / 14.2 * 100 * 7.5^2 = 0.0124 \leq \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimée ne sont pas nécessaires  $\Rightarrow A' = 0$ .

$$\alpha = 0.0151 \quad ; \quad \beta = 0.994.$$

$$A = M_u / \bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d = 991.6 / 348 * 0.994 * 7.5 = 0.382 \text{ cm}^2.$$

### **6-1-2-Détermination de la section d'armature à la flexion composé :**

$$A = A_1 - N / 100 \bar{\sigma}_s$$

$$A = 0.382 - 1832.5 / 100 * 348 = 0.329 \text{ cm}^2.$$

#### **➤ Condition de non fragilité : BAEL91 A.4.2.1**

$$A_{\min} \geq 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e * \left[ \frac{e_g - 0.455d}{e_g - 0.185d} \right]$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 * 100 * 7.5 * 2.1 / 400 * \left[ \frac{49 - 0.455 * 7.5}{49 - 0.185 * 7.5} \right]$$

$$A_{\min} \geq 0.867 \text{ cm}^2.$$

#### **➤ Pourcentage minimal d'armature longitudinale :**

$$A_1 \geq 0.0025 * b * h = 0.0025 * 100 * 10 = 2.5 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\min}, A_1) = 2.5 \text{ cm}^2.$$

On prend  $5\phi 8$ ,  $A = 2.51 \text{ cm}^2$

#### **➤ La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = V_u / b_0 * d = 1500 / 1000 * 75 = 0.02 \text{ Mpa.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

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

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### **6-2-Armature de répartition BAEL (art 8.2.4.1):**

$$A_r = A_l / 4 = 0.625 \text{ cm}^2$$

On prend 3 $\phi$ 6,  $A = 1.13 \text{ cm}^2$ .

### **6-3- L'espace des armatures :**

$$e_1 \leq \min(2.5h, 25) \text{ cm} = 25 \text{ cm.} \quad ; \text{ Soit : } e = 20 \text{ cm.}$$

Pour l'espace des armatures de répartition,  $e_r = 25 \text{ cm}$ .

### **6-4-Vérification a l'ELS :**

#### **❖ Contrainte de traction des armatures :**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3}f_{c28}; 110\sqrt{\eta f c 28}\right).$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

= 1.6 pour les barres H-A.

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1.6 * 2.1}\right) \Rightarrow \sigma_s \leq \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa.}$$

#### **❖ La contrainte de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

$$N_{ser} = 1832.5 \text{ N.}$$

$$M_{ser} = 600 \text{ N.m.}$$

$$e = 600 / 1832.5 = 0.327$$

$$\mu = M_{ser} / \sigma_b \cdot 100 \cdot 7.5^2 = 0.00752 < \mu_l.$$

$$\alpha = 0.0100, \beta = 0.996.$$

$$A_f = 600 / 201.63 * 0.996 * 7.5 = 0.398 \text{ cm}^2.$$

$$A_{ser} = A_f - N / 100 \sigma_s = 0.398 - 1832.5 / 100 * 201.63 = 0.307 \text{ cm}^2.$$

### **6-5-Calcul des armatures minimum:**

$$A_{min} = 0.25\% B = 2.5 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{cal}, A_F, A_{min}) = 2.5 \text{ cm}^2. \quad ; \text{ Donc on prend } 5\phi 8.$$

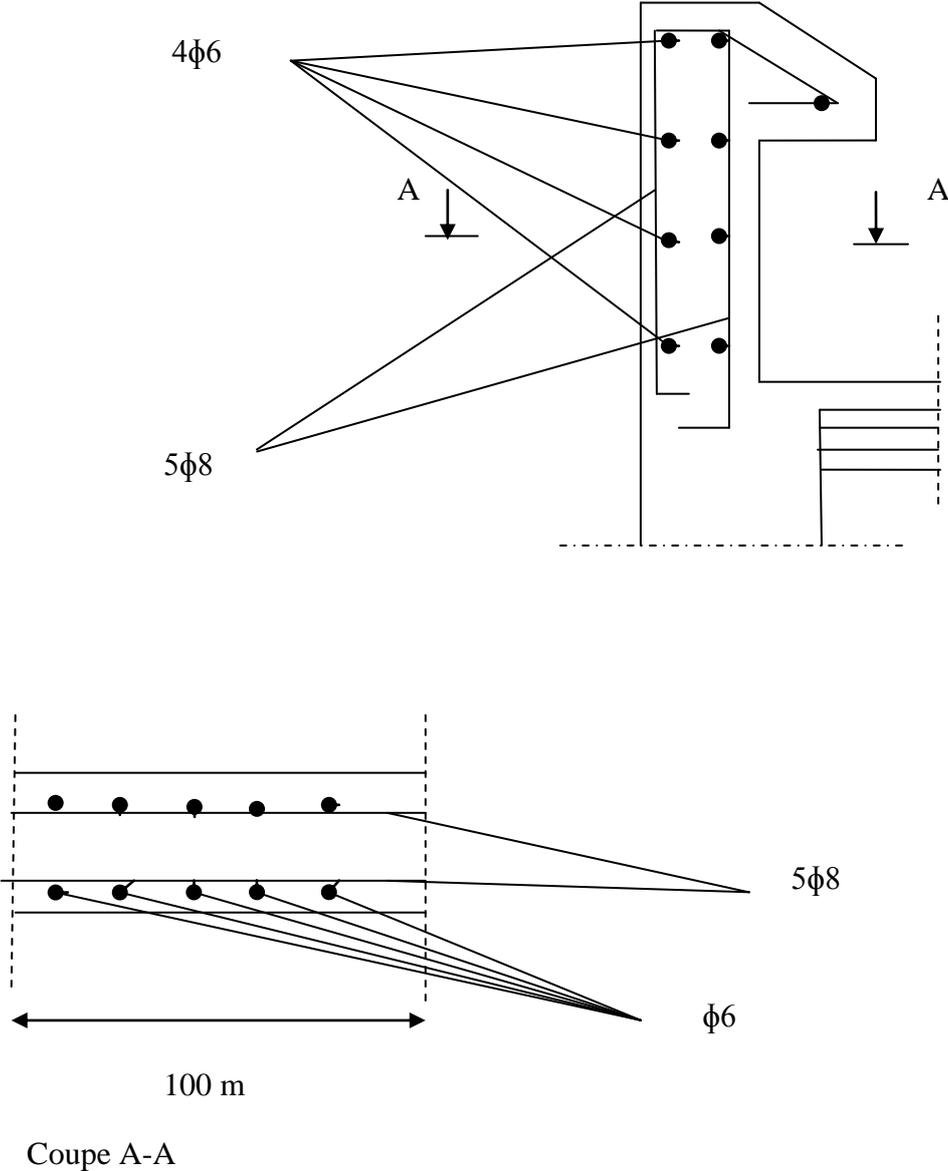


Fig. II.5 : Présentation de ferrailage.

## 2-LES BALCONS :

### 1-Définition et méthode de calcul :

Le balcon est une dalle plane en béton armé, encastrée dans une poutre de rive.

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

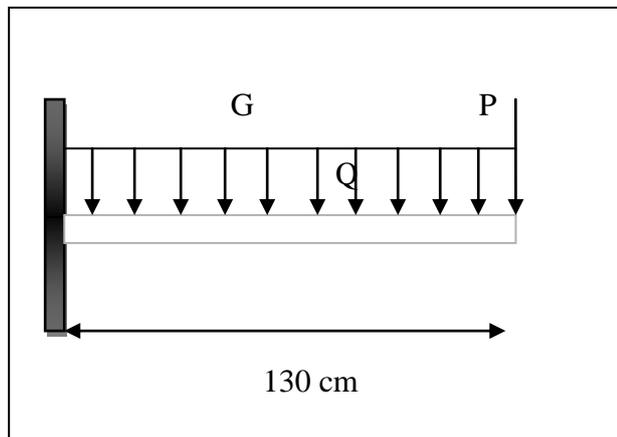


Fig. II.6 : Schéma statique d'un balcon.

### 2-Evaluation des charges :

#### A. La terrasse :

Les couches	E(m)	Poids .v (N/m <sup>3</sup> )	Charges (N/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.05	17000	850
Etanchéité multicouche	0.02	6000	120
Isolant thermique	0.04	3000	120
Forme de pente	0.05	22000	1100
Dalle plein	0.12	25000	3000
Enduit en plâtre	0.01	10000	100

$$G=5290\text{N/m}^2$$

$$Q=1000\text{N/m}^2$$

#### B. L'étage courant :

Les couches	Epaisseurs (m)	Poids .v (N/m <sup>3</sup> )	Charges (N/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	22000	440
Mortier de pose	0.02	20000	400
Lit de sable	0.02	17000	340
Dalle plein	0.12	25000	3000
Enduit en plâtre	0.01	10000	100

$$G= 4280\text{N/m}^2.$$

$$Q=3500\text{N/m}^2.$$

$$P=\gamma \cdot e \cdot h \cdot l. \text{ (poids de mur extérieur).}$$

$$P=13000 \cdot 0.15 \cdot 3 \cdot 1=5850\text{N/m.}$$

### **3-Calcul des sollicitations :**

A cause de les charges qui exercé sur les balcons, on va calculer le balcon le plus sollicité, celui d'étage courant et on adopte les mêmes ferrailages pour les autres balcons.

$$M_g=g \cdot l^2/2$$

$$g= G \cdot l=4280\text{N/m.}$$

$$M_g=4280 \cdot 1.3^2/2=3616.6\text{N.m.}$$

$$M_q=q \cdot l^2/2.$$

$$q=Q \cdot l=3500 \cdot 1=3500\text{N/m.}$$

$$M_q=3500 \cdot 1.3^2/2=2957.5\text{N.m.}$$

$$M_p=p \cdot l^2=5850 \cdot 1.3 \cdot (0.15/2)=7166.25\text{N.m.}$$

$$T_g=g \cdot l=4280 \cdot 1.3=5564\text{N.}$$

$$T_q=q \cdot l=3500 \cdot 1.3=4550\text{N.}$$

$$T_p=p=5850\text{N.}$$

### **4--Les combinaisons des charges:**

- **ELU :**

$$M_u= 1.35 \cdot (M_g+M_p) + 1.5 \cdot M_q.$$

$$M_u= 1.35 \cdot (3616.6+7166.25) + 1.5 \cdot 2957.5$$

$$=18993.1\text{N.m}$$

$$T_u=1.35 \cdot (T_g+T_p) + 1.5 \cdot T_q.$$

$$=22233.9\text{N.}$$

- **ELS:**

$$M_{ser} = M_g + M_p + M_q.$$

$$=13740.35\text{N.m.}$$

**5-Le calcul des armatures:****a) Armatures longitudinales :**

$h=12\text{cm}$ ,  $b=1\text{m}$ ,  $C \geq \Phi/2+c$  ;  $c \geq 2\text{cm}$  (Fissuration préjudiciable)

$\Phi \leq h/10=2/10=1.2\text{ cm} \Rightarrow C=2.6\text{ cm}$ , On prend  $C=3\text{cm}$  ;  $d=9\text{cm}$

$$\mu = \frac{18993.1}{14.2 \cdot 100 \cdot 9^2} = 0.16 \leq \mu_1$$

Pas d'acier comprimé.

$$\alpha = 0.2193, \quad \beta = 0.912$$

$$A = \frac{18993.1}{348 \cdot 9 \cdot 0.912} = 6.65\text{cm}^2.$$

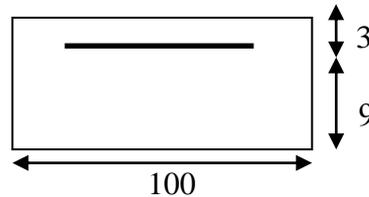


Fig. II.7 : La section étudiée.

**\*Pourcentage minimale BAEL91 (art B.6.4) :**

$$A'_{\min} \geq 0.001 \cdot b \cdot h = 0.001 \cdot 100 \cdot 12 = 1.2\text{cm}^2.$$

**\*Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.09\text{cm}^2.$$

$$A = \max(A'_{\min}, A_c, A_{\min}) = 6.65\text{cm}^2$$

On prend :  $6\phi 12 = 6.79\text{ cm}^2$ .

**\*Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = V_u / b_0 \cdot d = 22233.9 / 1000 \cdot 90 = 0.25\text{Mpa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15f_{c28}/\gamma_b; 4\text{Mpa}). \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$= \min(0.10f_{c28}; 4\text{Mpa}) = \min(2.5; 4\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{cv}, \quad \text{il n'y a pas des armatures transversales}$$

**b) Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 4 \phi 8 = 2.01\text{cm}^2.$$

**c) L'espacement des armatures :**

$$S_1 \leq \min(3h, 33\text{cm}) = (36; 33)\text{ cm} = 33\text{cm}$$

On prend  $S_1 = 25\text{cm}$ .

**6-Vérification à l'ELS:**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \quad ; \quad \gamma = M_u / M_{ser} = 1.38.$$

$$\bar{\alpha} = (1.38 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0.44$$

$$\alpha < \bar{\alpha} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc n'est pas nécessaires de vérifier  $\bar{\sigma}_b$  et pas de vérification l'ELS.

➤ **Condition des flèches :**

$$*h/l \geq 1/6 \Rightarrow 15/130 = 0.12 \geq 0.063 \dots\dots\dots \text{cv.}$$

$$*h/l \geq M_t / 10M_0 (M_t = 0) \Rightarrow 0.12 \geq 0 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$*A/b_0 * d \leq 4.2 / f_c \Rightarrow 4.57 / 100 * 12.5 = 0.0036 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Présentation du ferrailage :**

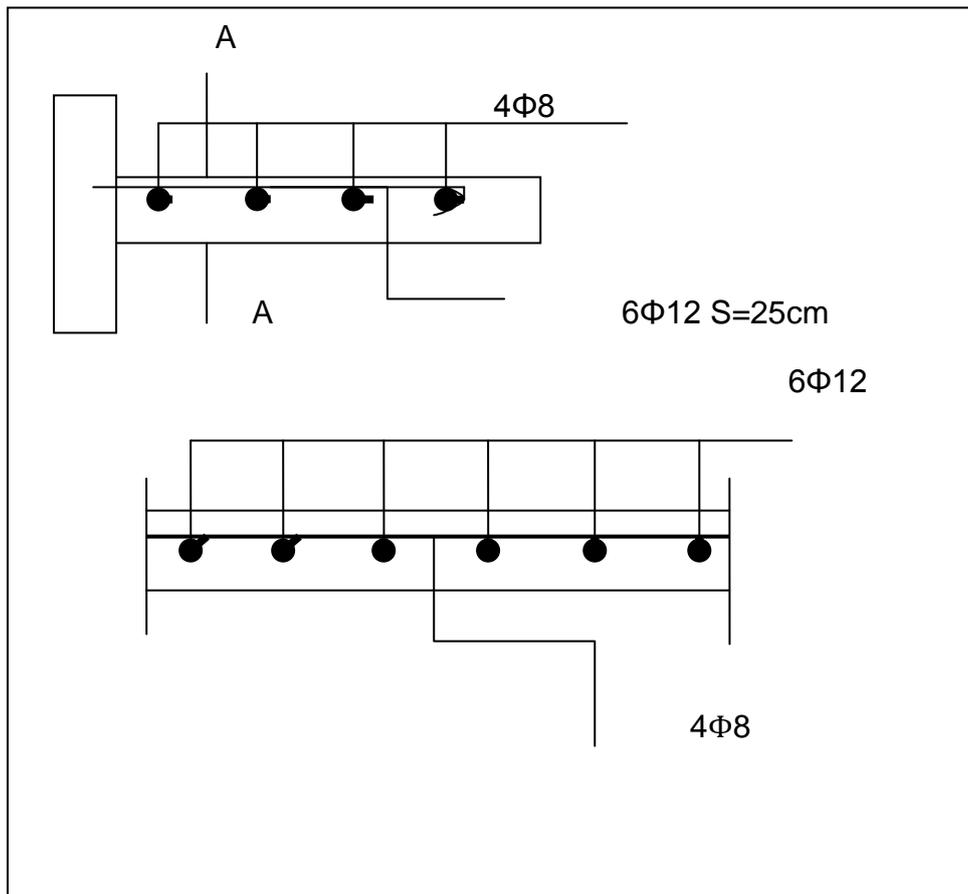


Fig. II.8 : ferrailage du balcon

## 2-LES PLANCHERS

### 1-Définition :

Un plancher, est une surface plane destiné à limiter les étages, et supportes les revêtements de sol et les sur charges.

Les planchers peuvent être coules sur place ou préfabriqué.

Il y'a des plancher tell que les planchers à corps creux

#### ❖ Méthode de calcul :

Il y'a plusieurs méthodes de calcul des planchers, nous choisissons la méthode forfaitaire, car elle est la méthode le plus simple.

### 2-Condition d'application :

- ❖  $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$ .
- ❖ Inertie constante.
- ❖  $0.8 \leq l_i/l_i+1 \leq 1.25$ .
- ❖ Fissuration peu nuisible.

### 2-1-Plancher de l'étage courant :

$Q=1500\text{N/m}^2$  ,  $G=4830\text{N/m}^2$ .

- ❖  $Q=1500\text{N/m}^2 \leq \max(9660\text{N/m}^2, 5000\text{N/m}^2)$ .
- ❖  $0.8 \leq l_i/l_i+1 \leq 1.25$ .
- ❖  $I_1=I_2=I_3=\dots\dots\dots I_n$ .
- ❖ Fissuration peu nuisible.

Toute les conditions est vérifiiez on peut appliquer la méthode forfaitaire.

### 3-Calcul des moments :

#### 3-1-Les moments sur appuis :

$M_A=0.2M_0$ ,  $M_B=0.5M_0$ ,  $M_C=0.4M_0$ ,  $M_D=0.4M$  ;  $M_E=0.4M_0$  ;  $M_F=0.5M_0$  ;  $M_G=0.2M_0$

#### 3-2-Les moments en travées :

- L'étage courant :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{150}{150+483} = 0.24$$

Travée AB, FG

- $M_{tab}=M_{tEF} \geq \max [1.05M_0, (1+0.3\alpha)] \frac{Mw+Me}{2}$   
 $\geq \text{Max} (0.7M_0, 0.722M_0)=0.722M_0.$
- Travée de rive :  $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.64M_0$

$M = \max (0.722M_0, 0.64M_0) = 0.722M_0.$

Travée BC, EF

- $M_{tbc}=M_{tdc} \geq \max (0.6M_0, 0.622M_0)=0.622M_0$
- Travée intermédiaire :  $M_t \geq 0.54M_0$

$M_t = \max (0.622M_0, 0.54M_0) = 0.622M_0$

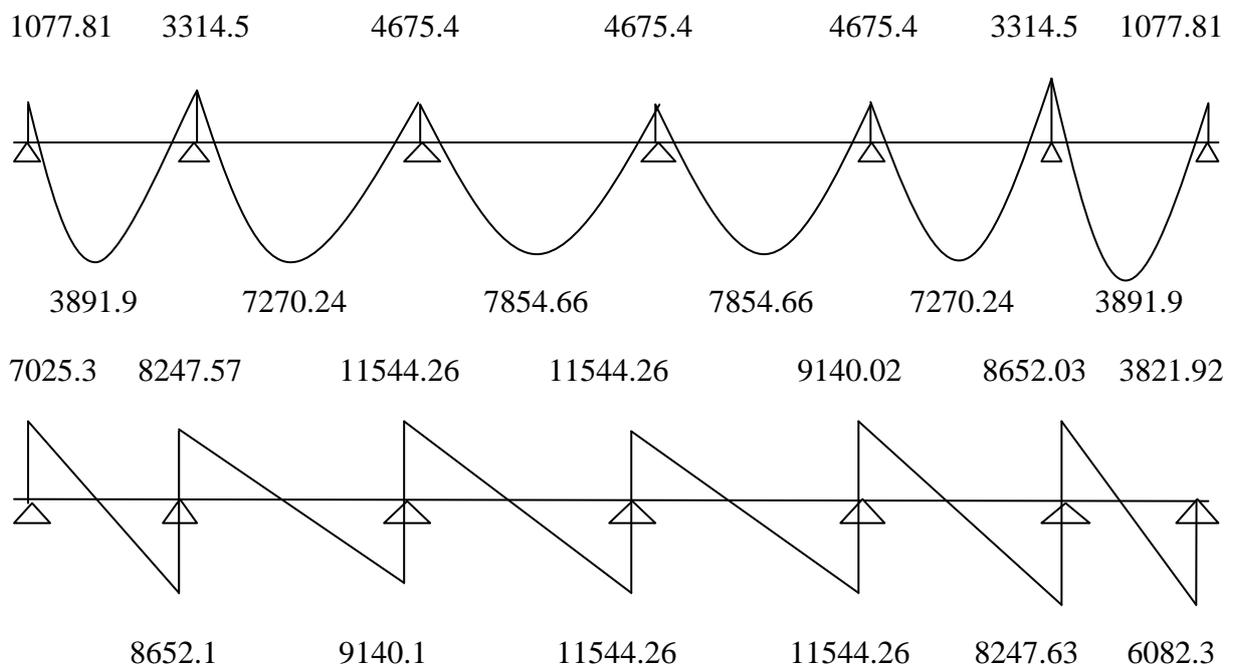
Travée CD, DE :

- $M_{tcd} \geq \max (0.65M_0, 0.672M_0) = 0.672M_0.$
- Travée intermédiaire  $M_t \geq 0.54M_0$

$M_t = \max (0.672M_0, 0.54M_0) = 0.672M_0.$

**4-Diagramme des moments :**

$P_u = [1.35G + 1.5Q]E = [1.35 \cdot 4830 + 1.5 \cdot 1500] \cdot 0.65 = 5700.83 \text{ N/ml.}$



**5-Calcul des armatures :**

ELU :

$$M_t = 7854.66 \text{ N.m}$$

$$M_a = 4675.4 \text{ N/m}$$

$$C \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \phi \geq h/10 = 20/10 = 2 \text{ cm.}$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm}, c \geq 1 + 2/2 = 2 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{tab}} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_c}{2} \right).$$

$$= 14.2 \cdot 65 \cdot 4 \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m.}$$

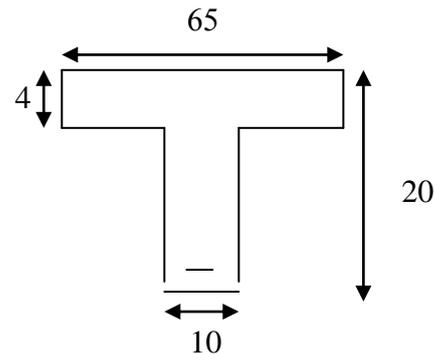


Fig. II.9: Section en T

$M_t$  et  $M_a < M_{\text{tab}}$ , donc l'axe neutre situé dans la table de compression, la nervure sera calculer comme une section rectangle.

$$\mu = M / \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2 \quad ; \quad A = M / \bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d$$

	M(N.m)	b (cm)	$\mu$	$\alpha$	B	$A_c(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	7854.66	65	0.026	0.0330	0987	1.27
<b>Appuis</b>	4675.4	10	0.10	0.0126	0.995	0.75

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{En travée : } A_{\text{min}} \geq 0.23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur appuis : } A_{\text{min}} \geq 0.23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot 2.1 / 400 = 0.22 \text{ cm}^2.$$

➤ **Pourcentage minimal :**

$$A' \geq 0.001 \cdot b \cdot h.$$

$$\text{En travée : } A' \geq 0.001 \cdot 65 \cdot 20 = 1.3 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur appuis : } A' \geq 0.001 \cdot 10 \cdot 20 = 0.2 \text{ cm}^2.$$

Donc : en travée :  $A = \max (A_c, A_{\min}, A') = \max (1.27, 1.41, 1.3) = 1.41 \text{ cm}^2$

On prend :  $2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$ .

Sur appuis :  $A = \max (0.75, 0.22, 0.2) = 0.75 \text{ cm}^2$ .

On prend :  $1T12 = 1.13 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures :**

$S_t \leq \min (33 ; 3h) = 33 \text{ cm}$  ; Fissuration peu nuisible.

$S_t = 25 \text{ cm}$ .

**6-Vérification d la contrainte de cisaillement :**

La contrainte tangente :  $\tau_u = T_u / b_0 * d$ .

$T_u = 11544.26 \text{ N}$ .

$\tau_u = \frac{11544.26}{1000 * 200} = 0.058 \text{ Mpa}$ .

$\bar{\tau}_u = \min (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min (0.2 * 25 / 1.5 ; 5 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$ .

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  .....cv Les armatures transversal n'est pas nécessaire.

➤ **Diamètres minimales  $\phi_t$  :**

$\phi_t \leq \min (h_t/50; \phi_l; b_0/10)$ . ( $\phi_l$  le diamètre d'armatures longitudinal).

$\phi_l \leq \min (5.71 ; 12 ; 10) = 5.71 \text{ mm}$ .

Soit  $\phi_l = 6 \text{ mm}$ . Donc on adopte les armatures de  $\phi 6$  de nuance FeE 235.

$A_r = A_l / 4 = 0.57 \text{ cm}^2$  On prend  $2\phi 6$ .

## 4-LES ESCALIER

### 1-Définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marche, les degrés permettant d'accéder à un autre en montant et descendant, avec le moins de fatigue possible.

### 2-Pré dimensionnement :

Pour le sous sol +RDC+1<sup>er</sup> étage :

- ✓ Le marche : 24 cm ÷ 32cm , g=32cm
- ✓ Le contre marche : 14cm ÷ 18cm , h =18cm
- ✓ Le nombre de marche :  $n = \frac{H/3}{h} = \frac{403/3}{18} = 7.46$  , n=8
- ✓ La longueur de volée :  $(n-1)*g = (8-1)*32=224$  cm
- ✓ La Formule de BLONDEL :  $59 \leq g+2*h \leq 66$       $59 \leq 64 \leq 66$

L'escalier est confortable.

- ✓ L'épaisseur de la paillasse :  $\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30}$  .

$$\frac{480}{40} \leq e \leq \frac{480}{30} , \quad 12 \leq e \leq 16 , \quad e = 15 \text{ cm}$$

- ✓ Inclinaison de la paillasse :  $\text{tg } \alpha = \frac{403/3}{224} = 0.60$  ,      $\alpha = 31^\circ$

Pour les étages :

- ✓ La marche : 32cm
- ✓ Le contre marche : 18 cm
- ✓ Le nombre de marche :  $n = 3/2/18 = 8.33$  ; On prend n=8
- ✓ La longueur de volée :  $(n-1)*g = (8-1)*32=224$  cm
- $59 \leq g+2*h \leq 66$
- ✓ L'épaisseur de paillasse : e = 11cm
- ✓ Inclinaison de paillasse :  $\text{tg } \alpha = H/2/L = 0.7$  ,      $\alpha = 34^\circ$

### 3-Méthode de calcul :

-L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

-Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

**4-Evaluation des charges :**

Désignation	e(m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charges (N/m <sup>2</sup> )
Mortier de pose	0.02	20000	400
La marche	0.17/2	22000	1870
Paillasse	0.15/cos $\alpha$	25000	4360
Carrelage	0.02	10000	200
Enduit en plâtre	0.01	10000	100

$$G=6930\text{N/m}^2.$$

$$Q= 2500\text{N/m}^2.$$

\*Le palier de repos :

Désignation	e(m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charges (N/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0.02	10000	200
Mortier de pose	0.02	20000	400
Palier	0.15	25000	3750
Enduit en plâtre	0.01	10000	100

$$G= 4450\text{N/m}^2; \quad Q=2500\text{N/m}^2.$$

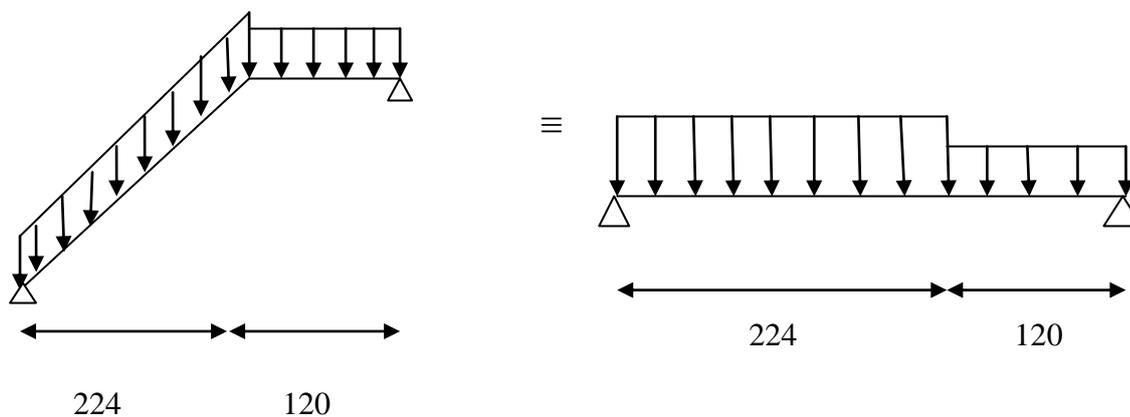
**Partie 1 :****1-Détermination des sollicitations :****❖ Charge équivalente :**

Fig. 10 : Schéma statique de l'escalier.

**ELU:**

$$P_{eq} = \frac{P_1 L_1 + P_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

$$P_{eq} = \frac{13105.5 \cdot 2.24 + 9757.5 \cdot 1.2}{3.44}$$

$$= 11937.6 \text{ N/ml.}$$

✓ **ELS :**

$$P_{eq} = \frac{9430 \cdot 2.24 + 6950 \cdot 1.2}{3.44}$$

$$= 8564.9 \text{ N/ml.}$$

❖ **Le moment en travées :  $0.85M_0$ .**

$$M_0 = q_{eq} \cdot l^2 / 8 = \frac{11937.6 \cdot 3.44^2}{8} = 17658.1 \text{ N.m.}$$

$$M_t = 0.85 \cdot 17658.1 = 15009.4 \text{ N.m}$$

❖ **Le moment sur appuis :  $0.3M_0 = 5297.43 \text{ N.m.}$**

❖ **L'effort tranchant :  $T_u = P_{eq} \cdot l / 2 = 20532.7 \text{ N}$**

**2-Calcul des armatures :****2-1-Les armatures longitudinale:****ELU :**

❖ **L'enrobage :**

$$C \geq c + \frac{\phi}{2}; \phi \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm.}$$

$$c = 1 \text{ cm.}$$

$$C \geq 1 + \frac{1.5}{2} = 1.75; C = 2 \text{ cm; } d = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu = M / \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2; A = M / \bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d$$

❖ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

❖ **Pourcentage minimal :**

$$A' \geq 0.001 \cdot b \cdot h.$$

❖ **Tableau récapitulatif :**

	$M_u(N.m)$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}$	$A_{min}^{\%}$	$A$	$A_{ado}(cm^2)$
<b>Travée</b>	15009.4	0.062	0.0801	0.968	3.42	1.57	1.5	3.41	5 $\phi$ 12=5.65
<b>appuis</b>	5297.43	0.022	0.0279	0.989	1.184	1.57	1.5	1.57	4 $\phi$ 10=3.14

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b^0 * d} ; V_U = T_u = \frac{P_c * l}{2} = \frac{11937.6 * 3.44}{2} = 20532.67 \text{ N.}$$

$$\tau_u = \frac{20532.7}{1000 * 130} = 0.158 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{y b} ; 5 \text{ MPa} \right). \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  .....cv .les armatures transversales n'est pas nécessaire.

❖ **Espacement des armatures:**

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

$$* \text{Travée: } S_t = \frac{120}{5} = 24 \text{ cm.}$$

$$* \text{Appuis: } S_t = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm.}$$

❖ **Armatures de répartition:**

$$* \text{Travée: } A_r = A_l / 4 = 1.41 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 3\phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

$$* \text{Sur appuis : } A_r = A_l / 4 = 0.785 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 3\phi 6 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

❖ **Espacement des armatures :**

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

$$* \text{Travée: } S_t = 120 / 3 = 40 \text{ cm.}$$

$$* \text{Appuis: } S_t = 120 / 3 = 40 \text{ cm.}$$

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

**2-2 Vérification à ELS :**

**❖ Vérification des contraintes maximales du béton comprimée :**

-La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il y'a aucune vérification concernant  $\sigma_s$

-La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = M_u / M_{ser}$$

	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
<b>En trvée</b>	15009.4	10768.82	1.4	15	0.0801	0.45	cv
<b>Sur appui</b>	5297.43	3800.76	1.4	15	0.0279	0.45	cv

**❖ Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 \geq 0.0625 \dots\dots\dots cv.$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} ; M_t = 0.85M_0 \Rightarrow 0.125 \geq 0.085 \dots\dots\dots cv.$$

$$\frac{A}{b_0 * d} < \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00219 < 0.0105 \dots\dots\dots cv.$$

**Partie 2 :**

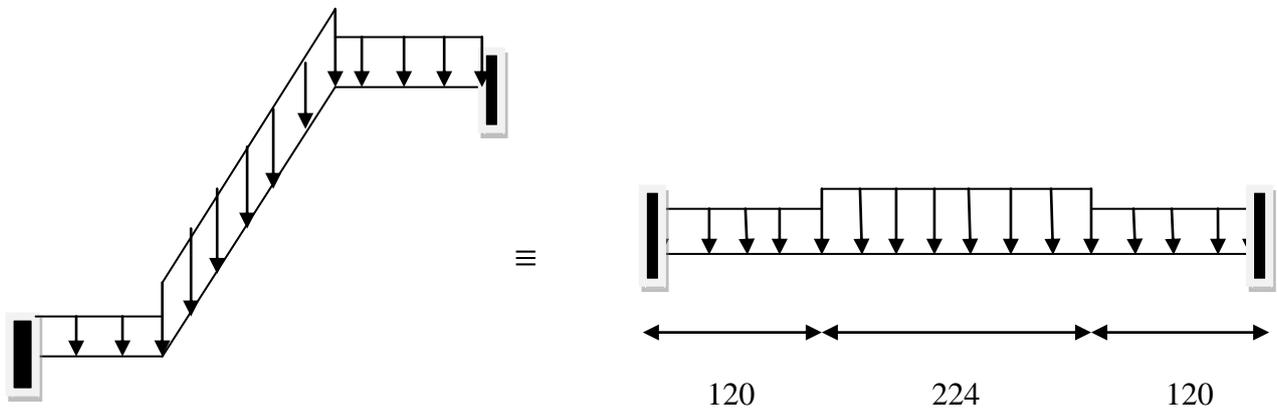


Fig. II.11 : Schéma statique.

**1-Détermination des sollicitations :**❖ **La charge équivalente :**✓ **ELU:**

$$P_{eq} = \frac{P_1 L_1 + P_2 L_2 + P_3 L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$P_{eq} = \frac{9757.5 * 1.2 + 13105.5 * 2.24 + 9757.5 * 1.2}{4.64} = 11373.76 \text{ N/ml}$$

✓ **ELS :**

$$P_{eq} = \frac{9430 * 2.24 + (6950 * 1.2) * 2}{4.64}$$

$$= 8147.24 \text{ N/ml.}$$

❖ **Le moment en travées :**  $M_t = (P_{eq} l^2 / 24) * 0.85$ ❖ **Le moment sur appuis :**  $M_a = (P_{eq} L^2 / 12) * 0.3$ ❖ **L'effort tranchant :**  $T = P_{eq} L / 2$ .

Combinaison	$P_{eq}$ (N/m)	$M_a$ (N/m)	$M_t$ (N/m)	T (N)
ELU	11373.76	6121.81	8672.57	26387.12
ELS	8147.24	4385.17	6212.33	-----

**2-Calcul des armatures :****2-1-Les armatures longitudinale:**

ELU :

❖ **Tableau récapitulatif :**

	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$	$A_{min} \%$	A	$A_{ado}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	8672.57	0.036	0.045	0.982	1.95	1.57	1.5	1.95	4 $\phi$ 12=4.52
Appuis	6121.81	0.026	0.0330	0.987	1.37	1.57	1.5	1.57	3 $\phi$ 10=2.36

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b^0 * d} ; V_U = T_u = 26387.12 \text{ N.}$$

$$\tau_u = \frac{26387.12}{1000 * 130} = 0.203 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_c 28}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right). \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  .....cv .les armatures transversales n'est pas nécessaire.

❖ **Espacement des armatures:**

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

Travée:  $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$ .

Appuis:  $S_t = \frac{100}{3} = 33\text{cm}$ .

❖ **Armatures de répartition:**

Travée:  $A_r = A_l/4 = 0.85\text{cm}^2$  ; Soit :  $3\phi 8 = 1.51\text{cm}^2$ .

Sur appuis :  $A_r = A_l/4 = 0.59\text{cm}^2$  ; Soit :  $3\phi 6 = 1.57\text{cm}^2$ .

❖ **Espacement des armatures :**

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

Travée:  $S_t = 100/3 = 33.33\text{cm}$ .

Appuis:  $S_t = 100/3 = 33.33$

Soit  $S_t = 33\text{cm}$

**2-2Vérification à ELS :**

❖ **Vérification des contraintes maximales du béton comprimée :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il y'a aucune vérification concernant  $\sigma_s$

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = M_u/M_{ser}$

	$M_u(\text{N.m})$	$M_{ser}(\text{N.m})$	$\gamma$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
<b>En trvée</b>	8672.57	6212.33	1.4	15	0.045	0.45	cv
<b>Sur appui</b>	6121.81	4385.17	1.4	15	0.0330	0.45	cv

❖ **Vérification de la flèche :**

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 \geq 0.0625$  .....cv.

$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0}$  ;  $M_t = 0.85M_0 \Rightarrow 0.125 \geq 0.085$  .....cv.

$$\frac{A}{b_0*d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00261 \leq 0.0105 \dots\dots\dots cv.$$

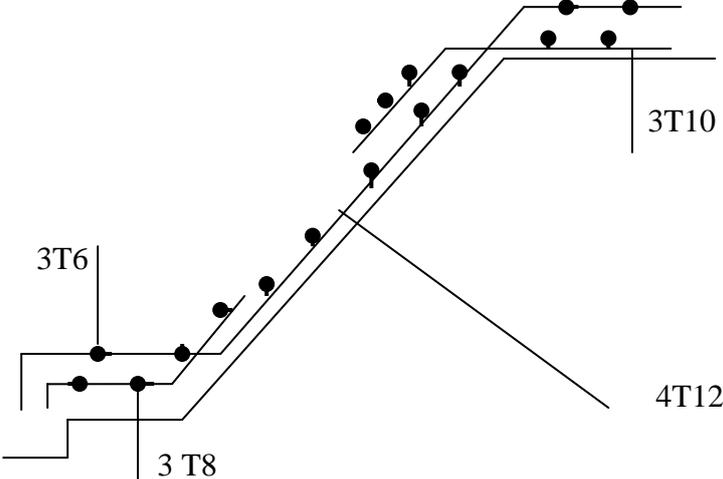


Fig. II.12 : Disposition du ferrailage

❖ LA POUTRE PALIARE

1-Pré dimensionnement :

On à : L= 4.8m.

$h = (\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}) L \Rightarrow h = (32 \div 48) \text{ cm}$  ; On prend: h= 40cm.

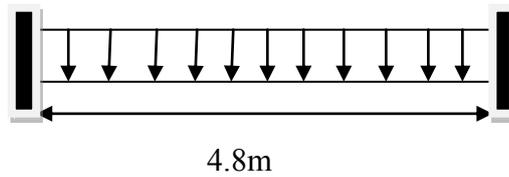
$b = (0.3h \div 0.6h) \Rightarrow b = (12 \div 24) \text{ cm}$  ; On prend : b=25cm

• Condition de l’RPA99:

$h \geq 30 \text{ cm}$  .....cv.

$b \geq 20 \text{ cm}$  .....cv.

$h/b \leq 4$  .....cv.



2-Charge de la poutre palière :

Poids propres de poutre :  $25000 * 0.25 * 0.4 * 4.8 = 12000 \text{ N/ml}$ .

Poids du mur :  $13000 * 4.3 * 0.15 = 8385 \text{ N/ml}$

3-Combinaison des charges :

ELU :  $q_u : 1.35 * 20385 = 27519.75 \text{ N/ml}$ .

ELS :  $q_{ser} : 20385 \text{ N/ml}$ .

4-Calcul des moments :

❖ Le moment en travées :  $M_t = 0.85 (P_{eq} l^2 / 24) = 22456.12 \text{ N.m}$

❖ Le moment sur appuis :  $M_a = 0.3 (P_{eq} L^2 / 12) = 15851.38 \text{ N.m}$

❖ L’effort tranchant :  $T = P_{eq} L / 2 = 6623.4 \text{ N.m}$

5-Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de cisaillement, La fissuration est considérée comme peu nuisible.

$b = 25 \text{ cm}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$  ;  $d = 38$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$ .

	$M_u(\text{N.m})$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}$	$A_{min} \%$	A	$A_{ado}(\text{cm}^2)$
Travée	22456.12	0.044	0.0562	0.978	1.74	1.15	1	1.74	$3\phi 12 = 3.39$
appui	15851.38	0.032	0.0406	0.984	1.22	1.15	1	1.22	$3\phi 12 = 3.39$

**6-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte tangente :  $\tau_u = T_u / b_0 * d$ .

$$T_u = 6623.4 \text{ N.}$$

$$\tau_u = \frac{6623.4}{250 * 380} = 0.07 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.2 * 25 / 1.5 ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \dots\dots\dots \text{cv.}$$

**7-Calcul la section des cadres :**

D'après le BAEL91 modifié 99 Le diamètre transversal est de :

$$\phi \leq \min(h/35, \phi, b/10) \Rightarrow \phi \leq (1.14, 1.2\text{cm}, 2.5) = 1.14 \text{ , On adopte : } \phi = 8\text{mm}$$

$$\text{La section des cadres est : } 3\phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

**❖ Espacement (RPA99) :**

Zone nodale :  $S_t \leq 10\text{cm}$ , on adopte :  $S_t = 10\text{cm}$ .

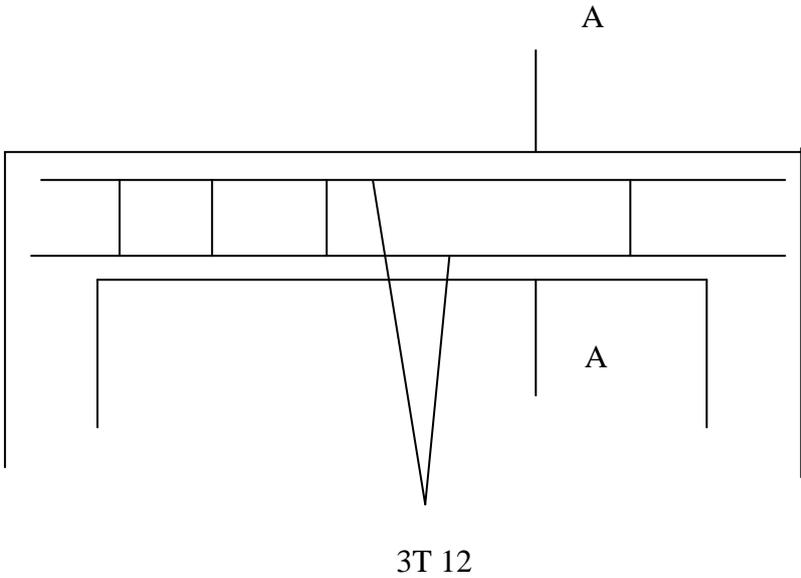
Zone courante  $S_t \leq h/2 \leq 20\text{cm}$ , on adopte  $S_t = 20\text{cm}$ .

**8-Vérification à l'ELS :****❖ Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{480} = 0.083 > 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{cv.}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{Mt}{10M_0} ; \Rightarrow 0.083 > 0.03 \dots\dots\dots \text{cv.}$$

$$\frac{A}{b_0 * d} < \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00216 < 0.0105 \quad \dots\dots\dots \text{cv.}$$



Coupe A-A

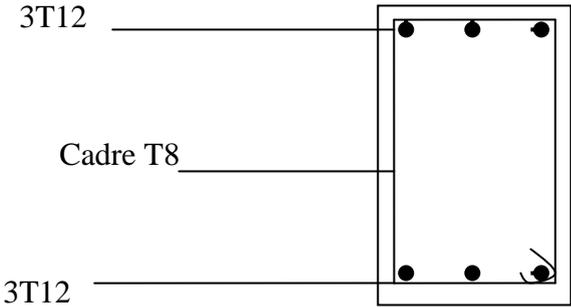


Fig. II.13 : ferrailage de la poutre palière (25\*40)

# *Chapitre IV*

## *Etude Sismique*

## **1-Etude dynamique :**

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

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

#### **➤ Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

#### **➤ Modélisation :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure.

Pour modéliser la structure en trois dimensions, nous allons utiliser le logiciel AUTODESK ROBOT22009. Le modèle adopté comporte 8 niveaux avec un encastrement à la base.

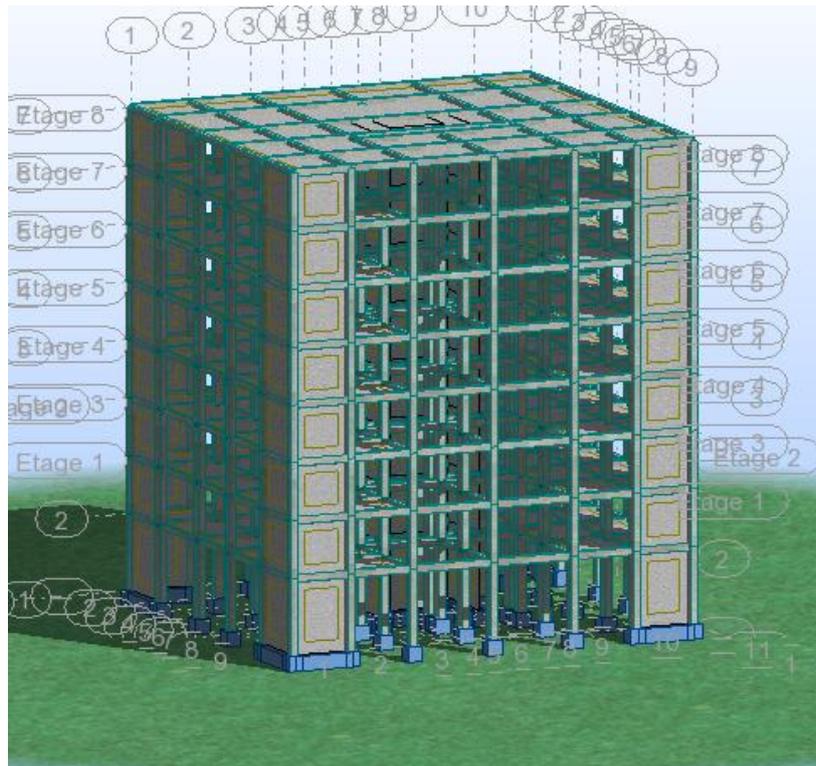


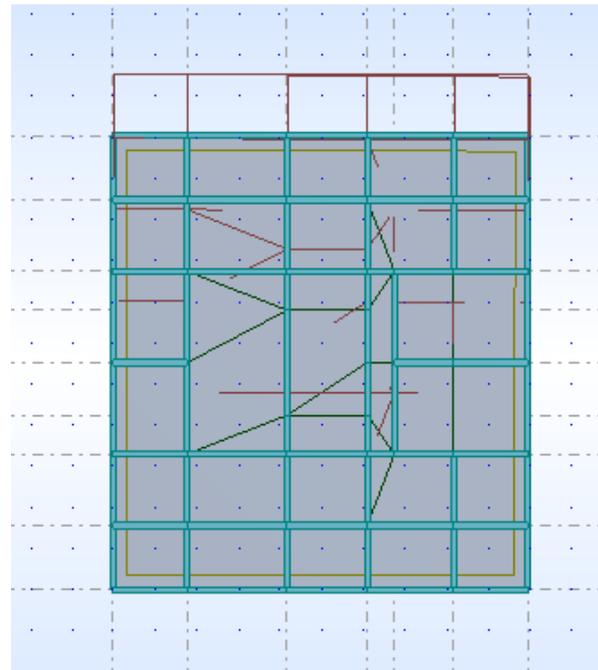
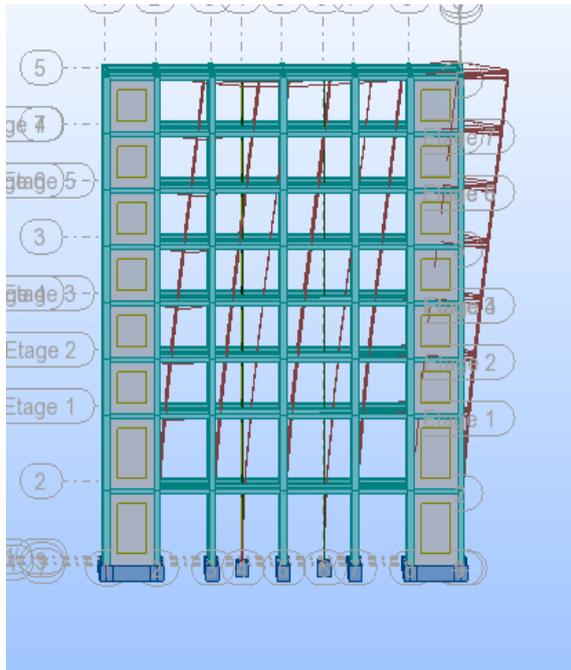
Fig. II.14 : Modèle en 3D.

## 2-Centre de masse et centre de torsion :

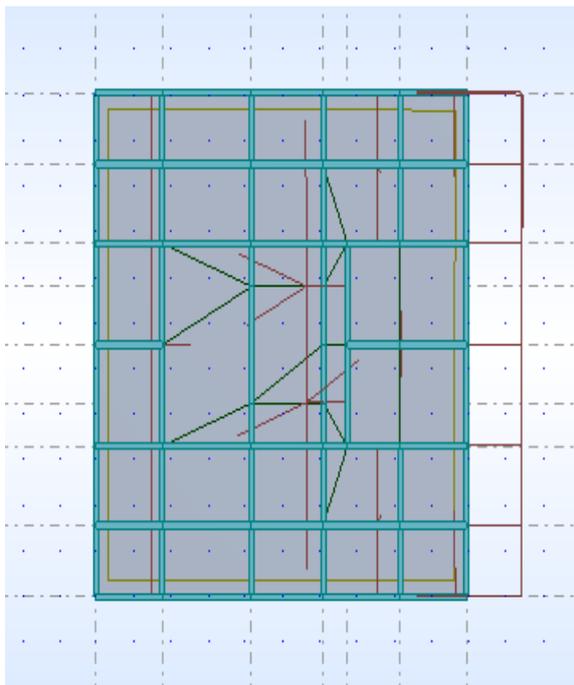
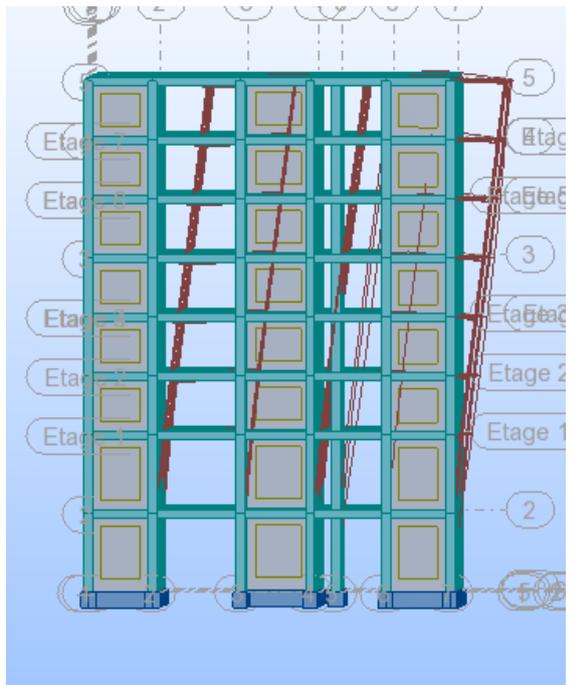
Les centres de torsion et de masse pour chaque niveau de la structure sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	Centre de masse(m)		Centre de torsion(m)		Excentricité accidentelle(m)		Excentricité Théorique(m)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
<b>RDC</b>	9.88	11.05	10.06	11.05	0,21	0,00	0,00	0,00
<b>1</b>	9.85	11.05	10.06	11.05	0,21	0,00	0,00	0,00
<b>2</b>	9.80	11.05	10.06	11.05	0,27	0,00	0,00	0,00
<b>3</b>	9.80	11.05	10.06	11.05	0,27	0,00	0,00	0,00
<b>4</b>	9.80	11.05	10.06	11.05	0,27	0,00	0,00	0,00
<b>5</b>	9.80	11.05	10.06	11.05	0,27	0,00	0,00	0,00
<b>6</b>	9.80	11.05	10.06	11.05	0,27	0,00	0,00	0,00
<b>7</b>	10.08	11.05	10.06	11.05	0,01	0,00	0,00	0,00

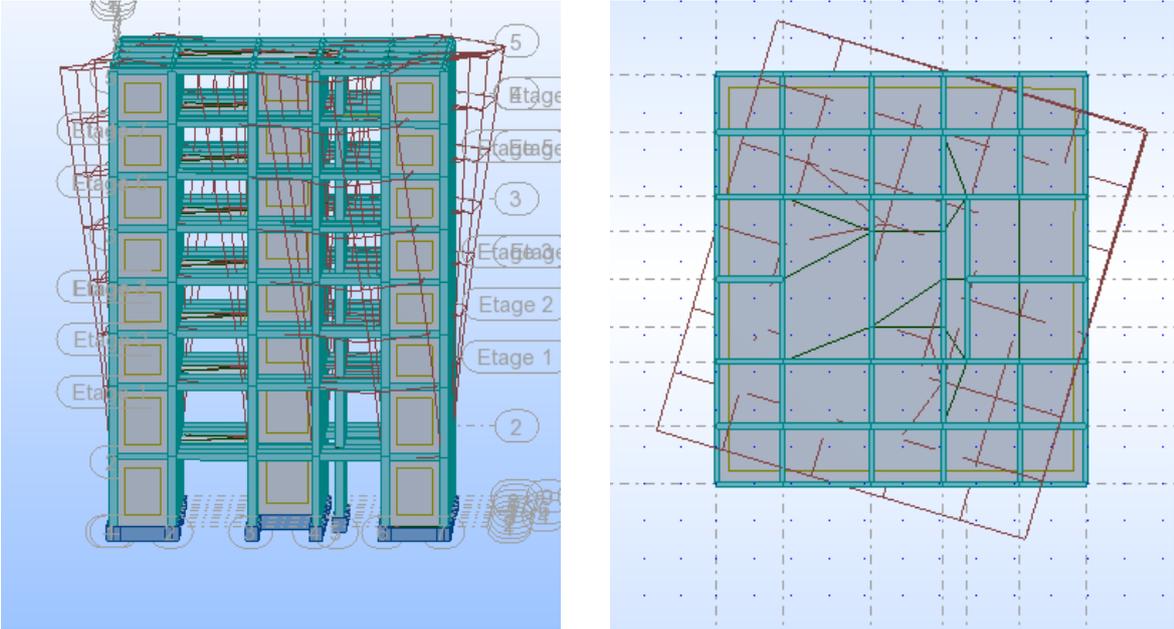
➤ Les modes propres :



**Mode1 : Translation selon YY**



**Mode2 : Translation selon XX**



**Mode 3 : Torsion selon Z**

Fig. II.14 : Les modes propres

## **2-ETUDE SISMIQUE**

### **1. Introduction :**

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol, il provient de la fracturation des roches en profondeur, cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

### **2. Choix de la méthode de calcul :**

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- ✓ La méthode statique équivalente
- ✓ La méthode d'analyse modèle spectrale
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### **❖ La Méthode statique équivalente :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- 1- Une ductilité suffisante.
- 2- Une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

#### **❖ Les méthodes dynamiques :**

##### **\*La méthode d'analyse modèle spectrale :**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**\*La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des éléments de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en génie civil, dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles.

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibration libre ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel est requise en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple (SAP2000, ROBOT).

**❖ Nombre de mode à considérer :**

L'RPA99/version 2003(art 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

-Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est des trois dans chaque direction considérée.

-Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes  $K$  à retenir doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$  et  $T \leq 0.20 \text{sec}$ .

Où :  $N$  est le nombre de niveaux au dessus du sol et  $T$  la période des modes.

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique modale :

❖ **Le tableau ci-dessous présente les périodes et les factures de participation massique modale :**

Mode	Fréquence [HZ]	Période(S)	Masse modale (UX%)	Masse modale [UY%]	Masse cumulées (UX%)	Masse cumulées [UY%]
1	1,88	0,53	0,00	71,97	0,00	71,97
2	2,49	0,40	73,01	0,00	73,01	71,97
3	3,22	0,31	0,00	0,01	73,01	71,98
4	5,98	0,17	0,17	0,00	73,18	71,98
5	7,79	0,13	0,00	18,03	73,18	90,01
6	9,68	0,10	5,21	0,00	78,39	90,01
7	10,47	0,10	11,29	0,00	89,69	90,01
8	11,17	0,09	0,00	0,03	89,69	90,04

❖ **Interprétation :**

On constate qu'il faut 9 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation selon l'axe Y avec 71.97% de participation de masse modale.
- le 2<sup>eme</sup> mode est un mode translation selon l'axe X avec 73.01% de participation de masse modale.
- le 3<sup>eme</sup> mode est mode torsion pure.

on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion)

### 3. CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE :

#### ✚ La méthode statique équivalente :

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans le chacun des axes principaux selon la formules suivantes :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

V : effort tranchant à la base.

A : coefficient d'accélération de zone donne par le RAP99/version 2003(Tab 4.1)

Pour notre structure on à le zone 1 groupe d'usage 2  $\Rightarrow A=0.10$ .

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2 / (3.0/T)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$  ;  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure (tab 4.2)  $\xi=7\%$ .

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

#### ✚ Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans le cas de structure mixte la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; (0.9 * h_n) / \sqrt{D} \right\}$$

$h_n$  : Hauteur mesuré en mètres à partir de la basse du structure jusqu'aux dernier niveau (N).

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, et du type de remplissage et donné par le tab (4.6) P31,  $C_T=0.050$ .

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considéré.

Donc :  $T = 0,05 * 26.88^{3/4} = 0.59\text{sec}$

Où bien :  $T_Y = \frac{0.09 * 26.88}{\sqrt{22.5}} = 0.54\text{sec.}$

$$T_X = \frac{0.09 * 26.86}{\sqrt{19.89}} = 0.51\text{sec.}$$

Tab 4.7 de L’RPA33version2003 :

Notre site est un site ferme (catégorie  $S_2$ ) :

à partir du tab 4.7 de l’R.P.A 99 on a site ferme ( $S_2$ )  $\rightarrow T_2 = 0,40 \text{ sec}$

On a  $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

Donc  $D_x = 1.80, D_y = 1.87$

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tab (4.3)

Contreventement mixte :  $R=5$

Q : Facteur de qualité :  $Q=1+\sum_1^b Pq$

$P_q$  : La pénalité qui dépend de l’observation ou non du critère « q » d’après le tab 4.4

(R.P.A 99), on ressortir que :

SENS LONGITUDINAL			SENS TRANSVERSALAL		
critère q	valeur Pa	$Q_x$	critère q	valeur Pa	$Q_y$
1	0	1,1	1	0	1,1
2	0.05		2	0.05	
3	0		3	0	
4	0		4	0	
5	0,05		5	0,05	
6	0		6	0	

W= Poids de la structure, comprend la tonalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d'exploitation

### LE POIDS DE LA STRUCTURE A CHAQUE NIVEAU PAR ROBOT :

L'étage	MASSE(t)
RDC	282.70
1	282.70
2	242.26
3	242.26
4	242.26
5	242.26
6	242.26
7	256.47
$\Sigma$	2033.17

Poids total du bâtiment : **W=2033.17 t**

Selon RPA99 Version 2003, On a :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$\beta$ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée du charge d'exploitation et donné par le tab 4.5 de L'RPA,  $\beta=0.2$

Alors on a :  $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

sens	A	D	R	Q	W(t)	$V_{stq}(t)$	0,8V
longitudinal	0,1	1.80	5	1,1	2033.17	80.51	64.41
transversal	0,1	1.87	5	1,1	2033.17	83.64	66.91

### Effort tranchant de la base par ROBOT :

$V_x = 87.19t$  ;  $V_y = 76.31t$  ; Il faut que :  $V_{DYN} \geq 0,8V_{STA}$

#### ➤ Sens longitudinal :

$87.19 > 64.41 \dots \dots \dots C.V$

#### ➤ Sens transversal :

$76.31 > 66.91 \dots \dots \dots C.V$

### \* Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces  $F_i$  sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = [(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum (W_j \cdot h_j)]$$

Avec :

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force  $i$

$h_j$  : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i$  ;  $W_j$  : poids revenant au plancher  $i$ ;  $j$

### Distribution horizontale de l'effort sismique :

L'effort tranchant au niveau de l'étage  $k$  est donné par la formule :  $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

- Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Niveau	FX [KN]	FX sur les poteaux [KN]	FX sur les voiles [KN]
RDC	871.9	247.85	624,05
1	839.11	237.88	601,23
2	759.16	337.11	422,05
3	686.39	351.70	334,69
4	599.21	353.72	245,49
5	495.14	345.05	150,09
6	370.59	331.50	39,09
7	376.75	356.32	20,43

**Sens transversal :**

Niveau	FY [KN]	FY sur les poteaux[KN]	FY sur les voiles [KN]
RDC	763,16	257,93	505,22
1	730,08	273,61	456,47
2	668,00	324,69	343,32
3	597,21	335,91	261,29
4	520,66	340,42	180,24
5	431,80	340,67	91,13
6	317,10	236,39	80,71
7	219,96	156,74	63,22

 **Justification de l'interaction portiques-voiles :**

Pour la justification de l'interaction portiques – voiles, on doit vérifier :

\* Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales :

\* Les sollicitations verticales totales de la structure : 25188,33KN

\* Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 5180.08 KN

$5180.08 / 25188,33 = 0.2$  ; Donc :  $20\% \leq 20\%$  → condition vérifiée

\* Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage. (Les valeurs de logiciel Robot).

➤ **Suivant X :**

\* L'effort tranchant total à la base 871.9 KN

\* L'effort tranchant à la base repris par les portiques 247.85KN

$247.85 / 871.9 = 0.28$  ; Donc :  $28\% > 25\%$  → condition vérifiée

➤ **Suivant Y :**

\* L'effort tranchant total à la base 763.16KN

\* L'effort tranchant à la base repris par les portiques 257.93 KN

$257.93 / 763.16 = 0.34$  ; Donc :  $34\% > 25\%$  → condition vérifiée

Les conditions de l'interaction portiques – voiles est vérifiées alors le contreventement est mixte.

#### 4. Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

$\delta_{ck}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$

R : coefficient de comportement = 4

$\Delta_k$  : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

➤ **Sens longitudinal :**

Etage	Max Ux [cm]	Min Ux [cm]	DR Ux [cm]
RDC	0,0	0,0	0,0
1	0,1	0,0	0,1
2	0,2	0,1	0,1
3	0,2	0,1	0,1
4	0,3	0,2	0,1
5	0,3	0,2	0,1
6	0,3	0,3	0,1
7	0,4	0,3	0,0

➤ **Sens transversal**

Etage	Max Uy [cm]	Min Uy [cm]	DR Uy [cm]
RDC	0,0	0,0	0,0
1	0,1	0,0	0,1
2	0,2	0,1	0,1
3	0,2	0,2	0,1
4	0,3	0,2	0,1
5	0,4	0,3	0,1
6	0,5	0,4	0,1
7	0,5	0,4	0,1

**Donc:**

$\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$  sont inférieurs à  $\Delta_{adm}=1\%(h) = 1\%(4.13) = 0,0413m=4.13cm$ .

### 5. Justification de l'effet P- $\Delta$ :

L'effet du second ordre (ou effet de P- $\Delta$ ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40 :

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$  : hauteur de l'étage k.

➤ **Sens longitudinal :**

Etage	W(t)	$p_k(t)$	$\Delta_k$ (m)	$V_x(t)$	$h_k$ (m)	$\Theta$	<0.1
RDC	282.70	282.7	0,0	87.19	4.13	0	C.V
1	282.70	565.4	0,001	83.911	4.13	0.001	C.V
2	242.26	807.66	0,001	75.916	3.1	0.003	C.V
3	242.26	1049.92	0,001	68.639	3.1	0.004	C.V
4	242.26	1292.18	0,001	59.921	3.1	0.006	C.V
5	242.26	1534.44	0,001	49.514	3.1	0.009	C.V
6	242.26	1776.7	0,001	37.059	3.1	0.01	C.V
7	256.47	2033.17	0,0	37.675	3.1	0	C.V

➤ **Sens transversal**

Etage	W(t)	$p_k(t)$	$\Delta_k$ (m)	$V_y(t)$	$h_k$ (m)	$\Theta$	<0.1
RDC	282.7	282.7	0,0	76.316	4.13	0	C.V
1	565.4	565.4	0,001	73.008	4.13	0.002	C.V
2	807.66	807.66	0,001	66.800	3.1	0.003	C.V
3	1049.92	1049.92	0,001	59.721	3.1	0.005	C.V
4	1292.18	1292.18	0,001	52.066	3.1	0.008	C.V
5	1534.44	1534.44	0,001	43.180	3.1	0.009	C.V
6	1776.7	1776.7	0,001	31.710	3.1	0.01	C.V
7	2033.17	2033.17	0,001	21.996	3.1	0.02	C.V

**Remarque :**

Puisque le coefficient  $\theta$  est inférieurs à 0,10 donc l'effet P- $\Delta$  peut être négliger pour les deux sens .

**6. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

$M_r$  : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

$M_s$  : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales

$$M_s = W \times L / 2.$$

W : le poids total de la structure

**➤ Sens longitudinal :**

$$M_s = 20219.88 \text{ KN.m}$$

Etage	$F_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
RDC	871.9	4.13	3600.94
1	839.11	4.13	3465.52
2	759.16	3.1	2353.39
3	686.39	3.1	2127.81
4	599.21	3.1	1857.55
5	495.14	3.1	1534.84
6	370.59	3.1	1148.83
7	376.75	3.1	1167.92

\*la somme=12256.81  $\Rightarrow M_r=12256.81 \text{ KN.m}$

**\*Vérifications:**

$$M_s/M_{R_x}=1.64 > 1.5 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

➤ **Sens transversal**

$$M_s = 22466.53 \text{ KN.m}$$

Etage	$F_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
RDC	763,16	4.13	3151.85
1	730,08	4.13	3015.23
2	668,00	3.1	2070.8
3	597,21	3.1	1851.35
4	520,66	3.1	1614.05
5	431,80	3.1	1338.58
6	317,10	3.1	983.01
7	219,96	3.1	681.88

$$\text{la Somme}=14706.75 \text{ KN.m} \Rightarrow M_s = 14706.75 \text{ KN.m}$$

**\*Vérifications:**

$$M_s/M_{R_y}= 1.52 > 1.5 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

# *Chapitre V*

*Ferraillage des éléments  
structuraux*

## 1-INTRODUCTION :

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation.

Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les réglementations en vigueur «BAEL91et RPA99» nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

## 2-LES COMBINAISON D'ACTION :

### 2-1-LES POTEAUX :

#### Le règlement BAEL 91 :

ELU:1.35G+1.5Q.

ELS : G+Q.

#### le règlement RPA 99 :

G+Q+E. Cette combinaison donne un effort normal maximal et un moment correspondant ( $N_{max}, M_{corr.}$ )

0.8G+E. Cette combinaison donne un effort normal maximal et un moment correspondant ( $N_{max}, M_{corr.}$ )

### 2-2-LES POUTRES :

#### LE REGLEMENT BAEL91 :

ELU : 1.35G+1.5Q.

ELS : G+Q.

#### LE REGLEMENTRPA99 :

G+Q+E. Cette combinaison donne un moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis.

0.8G+E. Cette combinaison donne un moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis.

### **2-3-LES VOILES:**

#### **LE REGLEMENT BAEL91 :**

ELU : 1.35G+1.5Q.

ELS : G+Q.

#### **LE REGLEMENT RPA99 :**

G+Q+E.

0.8G+E.

### **2-4-LES FONDATION :**

#### **❖ Semelle isolée sous poteau :**

G+Q

G+Q±E. (pour la vérification des contraintes du sol).

0.8G±E. (pour la vérification de la stabilité).

#### **❖ Semelle sous voiles :**

G+Q.

G+Q±E. (Pour la vérification de la contrainte maximale dans le sol).

0.8G±E. (pour la vérification du soulèvement du voile).

## 1-Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des effets des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normale N et à un moment de flexion M dans les deux sens longitudinale et transversal, donc ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont soumis efforts suivants :

\*Effort normal.

\*Effort tranchant.

\*Moment fléchissant.

### 1-Calcul de ferrailage :

Dans le calcul, on considère le poteau le plus sollicité.

#### 1-1-Armatures longitudinales :

Une section travaille à la flexion composé est dite partiellement comprimée si :

Le centre de pression « c » se trouve à l'extérieure du segment limité par les armatures, et N est un effort de compression.

Le centre de pression « c » se trouve à l'intérieur segment limité par les armatures, et N est un effort de compression et la condition suivant est vérifier :

$$N (d-c') - M_1 < (0.337 - 0.81c'/h) b * h^2 \bar{\sigma}_b$$

$$M_1 = N (e_t + d - h/2)$$

#### ❖ Calcul des armatures à ma flexion simple :

$$\mu = M / \bar{\sigma}_b * b * d^2 ; \quad \mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_f' = 0 \text{ (section simplement armée).}$$

$$A_f = M / \bar{\sigma}_s * \beta * d.$$

#### ❖ Calcul des armatures à la flexion composé :

$$A' = A_f' \text{ (Armature comprimées)}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 * \sigma_s} \text{ (Armature tendu)}$$

Si :  $A \leq 0$  et  $A' = 0$  : théoriquement, aucune armature n'est nécessaire. il faut prévoir des armatures minimale.

$$\text{Si : } A \leq 0 \text{ et } A \neq 0 : 0.4y^2 - c.y + \frac{N(e+c'-d)}{80.\sigma_b} = 0$$

$$A' = \frac{N - 80.\sigma_b.b.y}{100.\sigma_s} ; A = 0$$

### ➤ Section minimal:

#### • RPA99:

-Pourcentage minimal : (Zone I group 2): 0.7%.

-Pourcentage maximal : 3% en zone courante

6% en zone recouvrement

-Diamètre minimum : 12mm

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I et II).

BAEL91 : (art A.8.1.2)

-La section des armatures longitudinal :  $A_{\min \text{ bael}} = (4\text{cm}^2/1\text{m} ; 0.2\%B)$

La distance maximal de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à :  $\min(a+10\text{cm} ; 40\text{cm})$  / a : la longueur du petit coté du rectangle.

### 1-2 Armatures transversales :

#### • RPA99 :

$$\frac{At}{t} = \rho_a \cdot V / h_1 \cdot f_e$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversal (  $f_e$  235 MPa)

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

$\rho_a = 2.5$  si  $\lambda_g \geq 5$ .

$= 3.75$  si  $\lambda_g < 5$ .

t: l'espace des armatures transversal.

Zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_1 ; 15\text{cm})$

Zone courante :  $t \leq 15\phi_1$  ( $\phi_1$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales).

La quantité des armatures transversales vers soles  $A_t/t.b_1$  en % est donnée comme suit :

$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$  ;  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$  ;  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédents.

$\lambda_g$  : L'écartement géométrique du poteau.  $\lambda_g = (l_f/a ; l_f/b)$ .

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

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

BAEL91 (art A.8.1.3) :

Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \phi_l/3$

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

SECTION	ELU		G+Q ± E		0,8G+E		ELS	
	N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>CRR</sub> (KN.m)	M <sub>MAX</sub> (KN.m)	N <sub>COR</sub> (KN)	N <sub>MIN</sub> (KN)	M <sub>CORR</sub> (KN.m)	N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>CORR</sub> (KN.m)
40X50	1081,41	26.68	31.57	774,86	294,72	22.24	781,20	19.29

➤ **Exemple de calcul :**

Soit le poteau du RDC (dimension 50\*40) :

$$c = c' = 4\text{cm}; S = 50*40; \text{Acier: FeE400}; f_{c28} = 25\text{MPa.}; f_{bu} = 0.85f_{c28}/\gamma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

L = 4.03 m : hauteur totale du poteau.

**1-Ferrailage longitudinal :**

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

$$(N_{\max} = 1081,41\text{KN} ; M_{\text{corr}} = 26.68\text{KN.m}) : \text{la combinaison } (1.35G+1.5Q)$$

$$(M_{\max} = 31.57 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 774,86 \text{ KN}) : \text{la combinaison } (G+Q+E)$$

$$(N_{\min} = 294,72 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 22.24 \text{ KN.m}) ; \text{la combinaison } (0.8G+E) .$$

❖ **ELU :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A.4.35 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

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

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

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

$e_2$  = excentricité due aux effets du second ordre

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

$$e_a = \max (2\text{cm} ; 1.26) = 2\text{cm.}$$

$$e_0 = M_{\text{corr}}/N_{\max} \Rightarrow e_0 = 26.68/1081,41 = 0.025 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.02 + 0.025 = 0.045 \text{ m}$$

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

$$\text{Si : } l_f/h < \max (15 ; 20.e_0/h)$$

L : hauteur totale du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7l_0 = 0.7*4.03 = 2.821\text{m}$$

$$5.642 < \max (15 ; 1\text{cm})$$

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

$$e_2 = \frac{3*l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\Phi) \quad ; \Phi : \text{généralement on prend } \Phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 19.52$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.800$$

$$e_2 = \frac{3*2.821^2}{10^4 * 0.5} (2 + 0.800 * 2) = 0.017\text{m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.045 + 0.02 + 0.017 = 0.082 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigés}} = N_{\text{max}} * e = 1081,41 * 0.082 = 88.68\text{KN.m}$$

### ❖ Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{max}} = 1081.41\text{KN} \quad , \quad M_{\text{corrigés}} = 88.68\text{KN}$$

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

$$= (0.337*0.5 - 0.81*0.04) * 500 * 400 * 14.2$$

$$A = 386524 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - Ma$$

$$Ma = M_{\text{corri}} + N_u * \left(d - \frac{h}{2}\right) = 88.68 + 1081.41 * \left(0.46 - \frac{0.5}{2}\right) = 315776.1\text{N.m}$$

$$B = 1081.41 * (0.46 - 0.04) - 315.7761 = 138416.1\text{N.m}$$

$B < A$  , donc la section est partiellement comprimée

$$\mu = M_a / b d^2 \bar{\sigma}_b = 315776.1 / 14.2 * 40 * 46^2 = 0.26$$

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

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \alpha = 0.384, \beta = 0.847$$

$$A_f = M_a / \bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d = 315776.1 / 0.847 * 348 * 46 = 23.29 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - N / 100 * \bar{\sigma}_s = 23.29 - 1081410 / 100 * 348 = -7.79 \text{ cm}^2$$

### **G+Q+E :**

$$M_{\max} = 31.57 \text{ KN.m} ; N_{\text{cor}} = 774,86 \text{ KN}$$

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

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 1.26) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_0 = M_{\max} / N_{\text{cor}} \Rightarrow e_0 = 31.57 / 774.86 = 0.041 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.041 + 0.02 = 0.061 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 * 2.821^2}{10^4 * 0.5} (2 + 0.800 * 2) = 0.017 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.061 + 0.02 + 0.017 = 0.098 \text{ m}$$

$$M_{\text{cor}} = N_{\text{ult}} * e = 774.86 * 0.098 = 75.94 \text{ KN.m}$$

### **❖ Les efforts corrigés:**

$$N_{\text{cor}} = 774.86 \text{ KN} , M_{\text{cor}} = 75.94 \text{ KN.m}$$

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

$$= (0.337 * 0.5 - 0.81 * 0.04) * 500 * 400 * 18.5$$

$$A = 503570 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_a$$

$$M_a = M_{\text{corr}} + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = 75.94 + 774.86 \cdot (0.46 - 0.25) = 238660.6 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow B = 774.86 \cdot (0.46 - 0.04) - 238.6606 = 86780.6 \text{ N.m}$$

$B < A$  , donc la section est partiellement comprimée

$$\mu = M_a / b d^2 \bar{\sigma}_b = 238660.6 / 40 \cdot 46^2 \cdot 18.5 = 0.015$$

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

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \alpha = 0.0188 \quad , \quad \beta = 0.993$$

$$A_f = M_a / \bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d = 238660.6 / 400 \cdot 46 \cdot 0.993 = 13.06 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - N / 100 \cdot \bar{\sigma}_s = 13.06 - 774860 / 100 \cdot 400 = -6.31 + < 0$$

### **0.8G+E:**

$$N_{\text{min}} = 294,72 \text{ KN} \quad ; M_{\text{corr}} = 22.24 \text{ KN.m}$$

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

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 1.26) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_0 = M_{\text{corr}} / N_{\text{mi}} \Rightarrow e_0 = 22.24 / 294.72 = 0.08 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.02 + 0.08 = 0.1 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2.821^2}{10^4 \cdot 0.5} (2 + 0.800 \cdot 2) = 0.017 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.1 + 0.02 + 0.017 = 0.137 \text{ m}$$

$$M_{\text{corr}} = N_{\text{ult}} \cdot e = 294.72 \cdot 0.137 = 40.38 \text{ KN.m}$$

### **❖ Les efforts corrigés:**

$$N_{\text{max}} = 294.72 \text{ KN} \quad , \quad M_{\text{corr}} = 40.38 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$= (0.337 \cdot 0.5 - 0.81 \cdot 0.04) \cdot 500 \cdot 400 \cdot 18.5$$

$$A = 503570 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - Ma$$

$$Ma = M_{\text{corri}} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 40.38 + 294.72 \cdot (0.46 - 0.25) = 102271 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow B = 294.72 \cdot (0.46 - 0.04) - 102.271 = 21511.4 \text{ N.m}$$

$B < A$  , donc la section est partiellement comprimée

$$\mu = M_a / b d^2 \bar{\sigma}_b = 102271 / 40 \cdot 46^2 \cdot 18.5 = 0.065$$

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

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \alpha = 0.084 \quad , \quad \beta = 0.966$$

$$A_f = M_a / \bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d = 102271 / 400 \cdot 0.966 \cdot 46 = 5.754 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - N / 100 \cdot \bar{\sigma}_s = -1.614 \text{ cm}^2 < 0$$

## **2-Vérification des sections: RPA99 version 2003**

D'après l'RPA99 on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\text{min}} = 0.7\% (h \cdot b) = 0.007 \cdot 50 \cdot 40 = 14 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : BAEL 91 art A.4.2 :

$$A_{\text{min}} = 0.23 d b f_{t28} / f_e = 2.222 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} , A_{\text{min bael}} , A_{\text{min rpa}}) = 14 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8HA16 = 16.08 cm<sup>2</sup>

## **3-Vérification à L'ELS:**

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

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

La fissuration est considérée préjudiciable donc il faut vérifier les contraintes dans la section d'acier.

La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

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

Les poteaux sont calculés en flexion composée :

❖ Le 1<sup>er</sup> Cas :

$$N_{\text{ser}} = 781,20 \text{ KN} ; \quad M_{\text{ser}} = 19,29 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} = 0,025 \text{ m} < h/6 = 0,083 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \cdot h + 15(A) = 50 \cdot 40 + 15(16,08) = 2241,2 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = \frac{1}{2241,2} \left[ \frac{40 \cdot 50^2}{2} + 15(8,04 \cdot 4 + 8,04 \cdot 46) \right] = 25 \text{ cm.}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 25 = 25 \text{ cm}$$

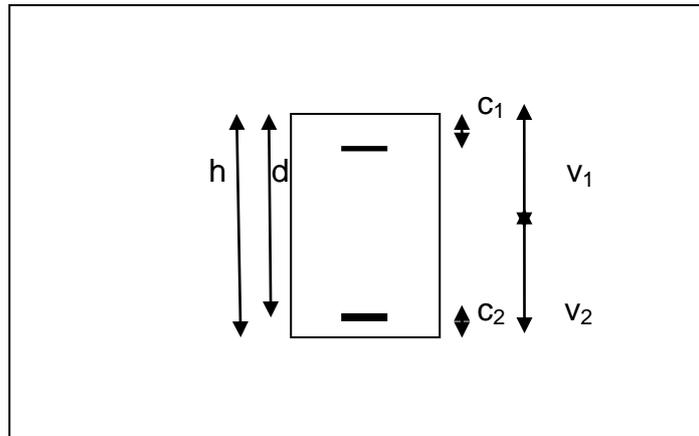


Fig. II.14: Section du Poteau

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

$$= \frac{40}{3} (25^3 + 25^3) + 15(8,04(25 - 4)^2 + 8,04(25 - 4)^2) = 523035,87 \text{ cm}^4$$

$K = M_G / I_{xx}$  ;  $M_G$  : le moment de flexion par rapport au centre de gravité du section.

$$M_G = 19,29 \text{ KN.m} \Rightarrow K = 0,037$$

$$\sigma_0 = N / 100 B_0 = 781200 / 100 \cdot 2241,2 = 3,49 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \cdot v_1 = 3.49 + 0.037 \cdot 25 = 4.415 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b < 15 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures déterminées pour L'ELU de résistance conviennent.

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

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[3.49 + 0.037(25 - 4)] = 64.005 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[3.49 - 0.037(46 - 25)] = 40.7 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s^1 = 64.005 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \dots\dots\dots \text{ Cv}$$

$$\sigma_s^2 = 40.7 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \dots\dots\dots \text{ Cv}$$

#### **4-Vérification du Poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux, la combinaison  $G+Q \pm E$  donne l'effort tranchant max

$$V_{\max} = 84.57 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{84.57 \cdot 10^3}{400 \cdot 460} = 0.46 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

#### **5-Calcul d'armature transversal :**

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul

$h$ : hauteur totale de la section brute

$f_e$  : le contrainte limite élastique des aciers transversales.

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

$$\rho_a = 3.75 \quad , \text{ si } \lambda_g < 5 \quad ; 2.5 \quad \text{ si } \lambda_g > 5$$

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

$$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l/b)$$

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

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

$$\lambda_g = \left( \frac{2.821}{0.5} \right) = 5.642 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

t : l'espacement des armatures transversal.

Zone nodale : On prend  $S_t = 10\text{cm}$ .

Zone courante :  $S_t \leq \min(10\Phi, h/2, b_1/2) = \min(160, 25, 20)$

On prend:  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a * V_u * S_t}{h * f_e} = \frac{2.5 * 36524 * 0.2}{50 * 400} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.91 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ soit 4 cadres de } \Phi 8, A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

### 6-Vérification des cadres des armatures minimales RPA99 (7.4.2.2):

Soit la quantité d'armature minimale :

$$\frac{A_t}{S_t * b} \% = 0.3\% \Rightarrow \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad ; 0.8\% \Rightarrow \lambda_g \leq 3$$

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

Dans la zone nodale : t = 10 cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} \geq 0.3\% \Rightarrow \lambda_g = 5.642 > 5 \Rightarrow A_t = 10 * 40 * 0.003 = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifié}$$

Dans la zone courant : t = 15 cm

$$\frac{A_t}{S_t * b} \geq 0.3\% \Rightarrow \lambda_g = 5.642 > 5 \Rightarrow A_t = 0.003 * 15 * 40 = 1.8 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifié.}$$

BAEL91 (art A.8.1.3) :

1- Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \phi_l/3 \Leftrightarrow 16/3 = 5.33 \text{ mm}$

$\phi_t \geq \phi_l/3 = 8 > 5.33 \text{ mm}$  .....condition vérifier

L'espace :  $S_t \leq \min (15\phi_l, 40, a+10\text{cm})$

$S_t \leq \min (24\phi_l, 40, a+10\text{cm})$

**Schéma de ferrailage des poteaux :**

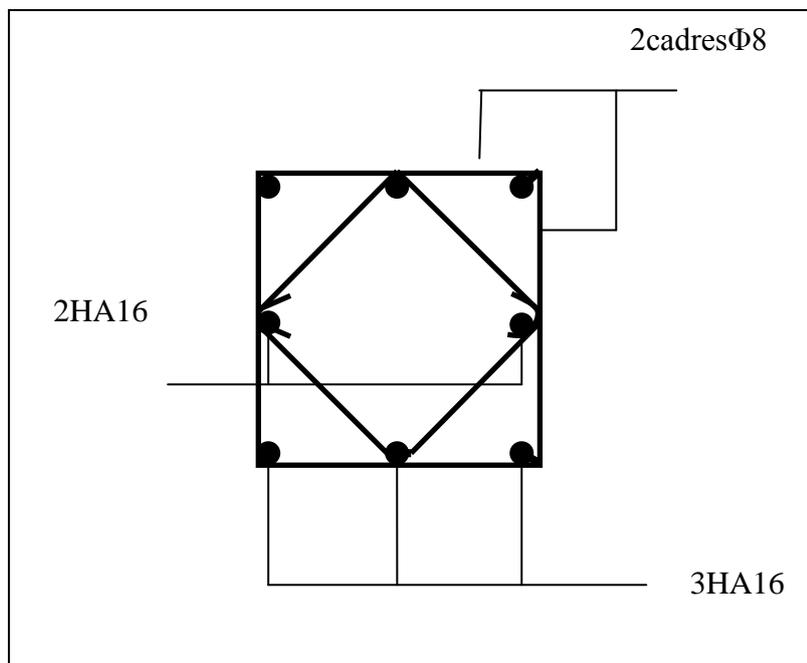


Fig. II.15 : Ferrailage du poteau

## 2-Les poutres

### 2-1-Introduction :

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

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

La section de l'armature calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

BAEL91 : Condition de non fragilité :  $A_{\min} \geq 0.23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e}$ .

Le pourcentage minimal d'armature :  $A_{\min \text{ bael}} = 0.001 * h * b$

RPA99/Version2003 : Pourcentage total minimum :  $A_{RPA\min} = 0.005 * b * h$

Pourcentage total maximum : 4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

### **2-2-Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = V_u^{\max} / b * d$$

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

$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$  fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$  fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (2.2 Mpa).

Détermination de l'armature transversale :

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

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- Espacement  $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$ .
- Section minimale  $A_t$  des cours transversaux (BAEL A.5.1.2.2)

$$A_t f_t / b_0 S_t \geq 0.74 \text{ Mpa}$$

$$\text{Soit pratiquement : } S_t \leq A_t f_t / 0.4 b_0$$

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures d'âme d'une poutre  $\phi_t \leq \min(h/35, b_0/10)$  d'après la BAEL91 A7.2.2.

h: hauteur totale de la poutre.

$b_0$  : largeur de l'âme.

**\*La justification vis-à-vis de l'ELU des armatures d'âmes s'exprime par la formule :**

$$\frac{A_t}{b_0 * S_t} > \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} * k}{0.8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

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

$$\frac{A_t}{b_0 * d} > \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.8 f_e}$$

**\*Condition de non fragilité :**

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

**2-3-Vérification de la flèche :**

(BAEL91B6.5) : On peut admettre de ne justifier l'ELU de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 M_0}$
- $\frac{A}{b_0 * d} < \frac{4.2}{f_e}$

Avec :  $M_t$  : moment max en travée.

$M_0$  : moment isostatique minimal.

$b_0$  = largeur de la poutre.

A : section d'armature.

Recommandation RPA99 (art .75.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de : 40 en zone (1)

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

**\*Armatures transversales (RPA7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003.S.b$$

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

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire, minimum de  $(h/4, 12\phi)$ .

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

## ❖ Exemple de calcul :

## A. Poutre principale 30\*40 :

## 1-Ferrailage longitudinal :

## 1-1-Ferrailage en travées :

$$B = 40 \times 30 \text{ cm}^2, F_e = 400 \text{ Mpa}, M_{ult} = 32.64 \text{ KN.m.}$$

## L'enrobage:

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

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

D'après le BAEL91 :

$$\mu = M_u / b d^2 \sigma_b = 23640 / 30 \times 37^2 \times 14.2 = 0.041.$$

$$\alpha = 0.052, \beta = 0.979$$

$$A = 23640 / 0.979 \times 37 \times 348 = 1.88 \text{ cm}^2$$

## 1-2-Ferrailage sur appui:

$$M_{a \max} = 33.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 \sigma_b = 33280 / 30 \times 37^2 \times 14.2 = 0.057$$

$$\alpha = 0.0734, \beta = 0.971$$

$$A = 33280 / 0.971 \times 37 \times 348 = 2.66 \text{ cm}^2$$

## 2-Vérification nécessaire pour les poutres :

## • La condition de non fragilité :

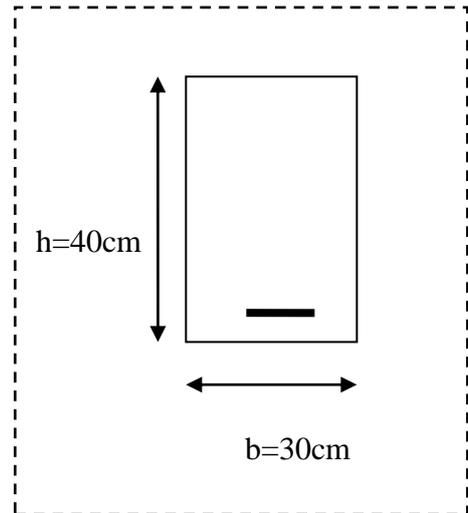
$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1 / 400 = 1.340 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

## • Pourcentage minimale d'armature :

$$A_{\min \text{ bael}} = 0.001 \times 40 \times 30 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre :

$$A_{\min \text{ rpa}} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$



$$A = \max ( A_{cal}, A_{rpa}, A_{bael} ) = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend pour la travée les barres 3HA12+3HA14 ;  $A=8.01 \text{ cm}^2$ .

Et pour les appuis : 6HA12 ;  $A= 6.79 \text{ cm}^2$

### 3-Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.090 \geq 0.0625 \dots \text{c.v}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.090 \geq 0.085 \dots \text{c.v.}$
- $\frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0054 \leq 0.0105 \dots \text{c.v}$

### 4- La vérification des contraintes de cisaillement :

$$V_{\max} = 135.72 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{135.72 * 10^3}{300 * 370} = 1.22 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min ( 0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa} ) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau < \bar{\tau} \dots \text{c.v}$$

### \*Les armatures transversales (RPA99) :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min ( h/4 ; 12\Phi ; 30 \text{ cm} ) = ( 10 ; 16.8 ; 30 \text{ cm} ) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min ( 0.9d ; 40 \text{ cm} ) = \min ( 33.3 ; 40 \text{ cm} ) \dots \text{c.v}$$

### \*Section minimale des armatures transversales : BAEL91

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} \Rightarrow A_t \geq S_t \cdot 0.4 \cdot b_0 / f_e = 15 * 30 * 0.4 / 400 = 0.45 \text{ cm}^2$$

### \*Condition exigée par le RPA99 :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

## **B. LES POUTRES SECONDAIRES 25\*30 :**

### **1-Ferrailage longitudinal :**

$$M_{ult} = 19.12 \text{ KN.m} \quad ; B = 25*30 \text{ cm}^2 ; F_e=400\text{Mpa}$$

### **L'enrobage:**

$$C \geq 1+\Phi/2 \quad ; \Phi = h/10 = 3\text{cm}$$

$$C \geq 1+3/2 = 2.5\text{cm}$$

### **D'après le BAEL91 on a :**

#### ➤ **En travée:**

$$\mu = M_u/bd^2\sigma_b = 19120/25*27.5^2*14.2 = 0.071 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.092 \quad , \beta = 0.963$$

$$A_{cal} = 19120/0.963*27.5*348 = 2.08 \text{ cm}^2$$

#### ➤ **Sur appui :**

$$M_{amax} = 17.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u/bd^2\sigma_b = 17710/25*27.5^2*14.2 = 0.066 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.085 \quad , \beta = 0.966$$

$$A_{cal} = 17710/0.966*27.5*348 = 1.92 \text{ cm}^2$$

### **\*Pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{minbael} = 0.001.b.h = 0.001*30*25 = 0.75 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min rpa} = 0.005*25*30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{minbael} , A_{minrpa}) = 3.75 \text{ cm}^2$$

On prend pour les travées et les appuis : 3HA14 ;  $A = 4.62 \text{ cm}^2$

**2-Vérification a l'état limite de service :****3-Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.090 \geq 0.0625 \dots \text{c.v}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.090 \geq 0.085 \dots \text{c.v.}$
- $\frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0055 \leq 0.0105 \dots \text{c.v}$

**4- La vérification des contraintes de cisaillement :**

$$V_{\max} = 97.23 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{97.23 * 10^3}{250 * 270} = 1.44 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau < \bar{\tau} \dots \text{c.v}$$

**5-Les armatures transversales (RPA99) :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min (h/4 ; 12\Phi ; 30 \text{cm}) = (10 ; 16.8 ; 30 \text{cm}) = 10 \text{cm}$$

$$\text{Zone courante: } S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{cm}) = \min (33.3 ; 40 \text{cm}) \dots \text{c.v}$$

**\*Section minimale des armatures transversales : BAEL91**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0} \Rightarrow A_t \geq S_t \cdot 0.4 \cdot b_0 / f_e = 15 * 30 * 0.4 / 400 = 0.45 \text{cm}^2$$

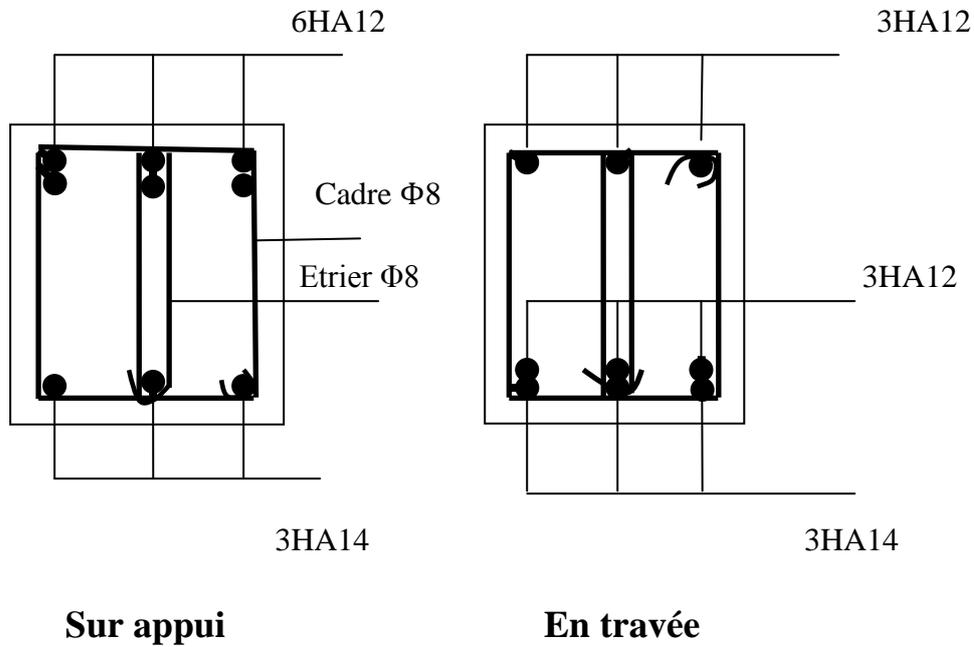
**Condition exigée par le RPA99 :**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\Phi 8 = 2.01 \text{cm}^2.$$

**Présentation de ferraillage**

**A) Poutres principales (30\*40)**



**B) poutres secondaires (25\*30)**

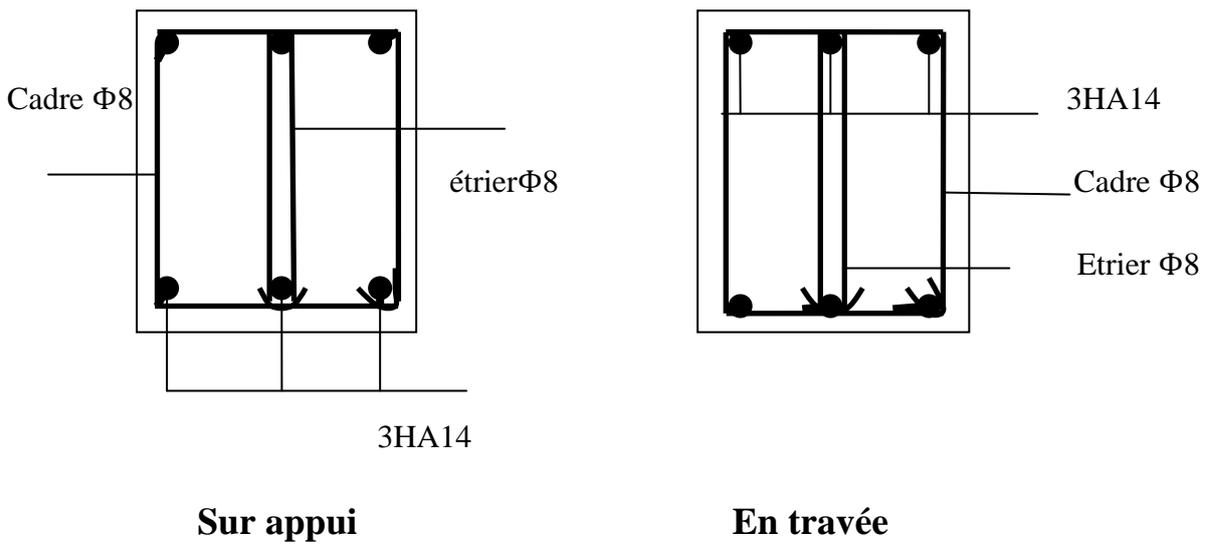


Fig. II.16 : ferraillage des poutres

### 3-Les voiles :

#### 3-1-Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitation) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces derniers sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments frémissements, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiteront une disposition de ferrailage suivant :

Dans le plan vertical : des aciers verticaux.

Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.

Des aciers transversaux.

#### 3-2-Type d'armatures :

##### **1) Aciers verticaux :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

\*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 horizontale 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.

\*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).

\*A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduite de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

##### **2) Aciers horizontaux :**

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.

· Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

· 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.

Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1,5e$  avec  $e$  : Epaisseur du voile.

$S \leq 30$  cm

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre  $\Phi_t$  des épingles est :

- $\Phi_t = 6$  mm lorsque  $\Phi_v \leq 20$  mm.
- $\Phi_t = 8$  mm lorsque  $\Phi_v > 20$  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.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort, tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 V/f_e \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1.4V_{\text{calculé}}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

## **2-Ferrailage verticale :**

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S.E.T).
- ❖ Entièrement comprimée (S.E.C).
- ❖ Partiellement comprimée (S.P.C).

**3-Etape de calcul :**

-Détermination de la nature de la section :

-Calculs de dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est h/6)

-Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment a l'effort normal ( $e=M/N$ )

-Calcul des sections suivant leurs natures :

✓ Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section entièrement tendue si :

N : l'effort normal appliqué est un effort de traction

C : le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1=(h/2)-c'+e \quad ; \quad a_2=(h/2)-c-e$$

Les équations d'équilibre écrivent alors :

$$N_u = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%} \quad ; \quad M_a = A' \sigma_s (d-c')$$

$$A' = \frac{N_u * a_2}{(a^1 + a^2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_u * a_1}{(a^1 + a^2) \sigma_{s10\%}}$$

Remarque: Vu que l'effort sismique est réversible, la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'

✓ Section entièrement comprimé : la section est entièrement comprimée si :

N : l'effort normal est un effort de compression

C : le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit

Vérifiée :

$$N \cdot (d-c') - M_A > (0.33h - 0.81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou  $M_A$  : moment par rapport aux aciers inférieures

Si :  $N(d-c') - M_A > (0.33h - 0.81c')bh^2\sigma_{bc}$ , les sections d'armatures sont donnée par :

$$A' = \frac{[Ma - (d - 0.5h)bh \cdot \sigma_{bc}]}{(d+c') \cdot \sigma_2} \quad ; \quad \text{Avec : } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{Nu * b * h * \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

Si:  $N \cdot (d - c') > (0.33h - 0.81c') b h^2 \sigma_{bc}$ , les sections d'armatures sont donnée par :

$$A = 0 \quad ; \quad A' = \frac{Nu - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_{s'}}$$

; Avec :  $\Psi = \frac{0.37 + \frac{n \cdot (d - c') - Ma}{b h^2 \sigma_{bc}}}{0.875 - \frac{d'}{h}}$

✓ Section partiellement comprimée : la section est partialement comprimée si :

N : l'effort normal est un effort de traction et le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures

N : l'effort normal est effort de compression et la centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section

N : est effort normal de compression et l centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0.33h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc} \quad (M_A \text{ est le moment par rapport aux aciers inférieurs})$$

$$M_a = M_g + N(d - h/2) \quad ; \quad A = A_f' \quad ; \quad A = A_f' - N / (100 \bar{\sigma}_s)$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$(\sigma_1 = N / (a \cdot h) + 6M / (a \cdot h^2) \quad ; \quad \sigma_2 = N / (a \cdot h) - 6M / (a \cdot h^2) ) \text{ pour les voiles son ouvertures}$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h (|\sigma_2|) / (|\sigma_1| + |\sigma_2|)$$

$$2^{\text{ème}} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h$$

$$3^{\text{ème}} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0 \quad ; \quad l_t = 0$$

$$A_{\min \text{ rpa}} = 0.002 \cdot a \cdot l_t$$

$$A_{\min 2 \text{ rpa}} = 0.0015 a \cdot h$$

$$A_{\min 3 \text{ rpa}} = 0.001 a \cdot h \text{ (en zone courante)}$$

Le ferrailage se fera calculer en flexion composées.

## **4-Calcul des armatures :**

### **4-1-Armatures verticales :** Soit le voile de niveau de RDC

$$N = 466,97 \text{ KN} ; M = 409.99 \text{ KN.m}$$

$$h = 4.03 \text{ m}; c = 5 \text{ cm} ; d = 4.03 - 0.05 = 3.98 \text{ m} ; a = 0.2 \text{ m}$$

#### ❖ Détermination de l'excentricité:

$$e = M/N = 0.88 \text{ m}$$

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

$$= (0.337 \cdot 4.03 - 0.81 \cdot 0.05) \cdot 20 \cdot 4.03 \cdot 14.2$$

$$A = 1508.031 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - Ma$$

$$Ma = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = 409.99 + 466.97 \cdot (3.98 - 2.015) = 1327.586 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow B = 466.97 \cdot (3.98 - 0.05) - 1327.586 = 488.93 \text{ KN.m}$$

$B < A$  , donc la section est partiellement comprimée

### **4-2-Vérification de flambement :**

$$L_f/h \leq \max ( 15, 20^e/h)$$

$$0.5 \cdot 4.03 / 4.03 \leq \max (15, 20 \cdot 0.88 / 4.03)$$

$$0.5 \leq (15 ; 4.37) \dots \dots \dots \text{cv}$$

### **4-3-Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_A = M_U + N_U(d - h/2) = 1327586.05 \text{ N.m}$$

$$\mu = M_a / b d^2 \bar{\sigma}_b = 1327586.05 / 20 \cdot 398^2 \cdot 18.5 = 0.023$$

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

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \alpha = 0.029 , \beta = 0.988 ; A_f' = 0$$

$$A_f = M_d / \overline{\sigma_s} \cdot \beta \cdot d = 1327586.05 / 400 \cdot 0.988 \cdot 398 = 8.44 \text{ cm}^2$$

#### 4-4-Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)

$$A_{\text{cal}} = A_f = N / 100 \sigma_s = 11.67 \text{ cm}^2$$

L'armature minimale verticale : D'après (RPA99) suivant la formule de NAVIER  
BERNOULLI

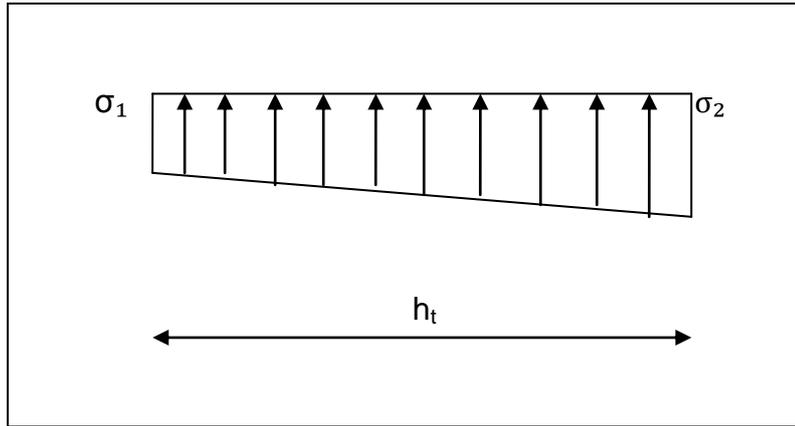


Fig. II.17 : Diagramme de contrainte

$$\sigma_1 = N / (a \cdot h) + 6M / (a \cdot h^2) = \frac{466970}{200 \cdot 403} + \frac{6 \cdot 409990}{200 \cdot (403)^2} = 5.87 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_2 = N / (a \cdot h) - 6M / (a \cdot h^2) = \frac{466970}{200 \cdot 403} - \frac{6 \cdot 409990}{200 \cdot (403)^2} = 5.718 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0 \quad ; \quad l_t = 0$$

$$\text{Alors : } A_{\text{min RPA}} = 0.002 \cdot 20 \cdot 403 = 16.12 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : 15% (RPA99 version 2003 Art : 7.7.4.1) :

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015 \cdot a \cdot h = 0.0015 \cdot 20 \cdot 403 = 12.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend dans la zone tendue : } A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{min RPA}}) = 12.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } h' = h - 2l_t > 0 \quad ; \quad h' = h$$

$$A_{\text{min}2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \cdot 20 \cdot 403 = 8.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2A_{\text{tend}} + A_c \geq A_{\text{min}}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \cdot 12.09 + 8.44 = 32.62 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}}^g$$

Donc:  $A = 12.09 \text{ cm}^2$ , Soit : 7HA16  $A = 14.07 \text{ cm}^2$

#### 4-5-L'espacement : (RPA99version2003) :

Zone courante :  $S_t < mn (1.5a ; 30\text{cm}) = \min (30 ; 30\text{cm})$ , on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

Zone d'about :  $S_t/2 = 20/2 = 15 \text{ cm}$ ,  $D = 10 \text{ cm}$

#### 4-6-Vérification de contraintes de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.4 \cdot T_u / a \cdot d = 1.4 \cdot 98100 / 200 \cdot 4030 = 0.170 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ cv}$$

#### 4-7-Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015 \cdot a \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 5\Phi 10 = 3.93 \text{ cm}^2$

#### 4-8-L'espacement des barres :

-Armatures horizontales : pour chaque nappe  $5\Phi 10$  par ml ; et  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

-Armatures transversales : On prend le principe de RPA99 ; que donne 4 épingles à chaque 1m

Soit : 4 épingles de  $\Phi 6$

Schéma de ferrailage de voile :

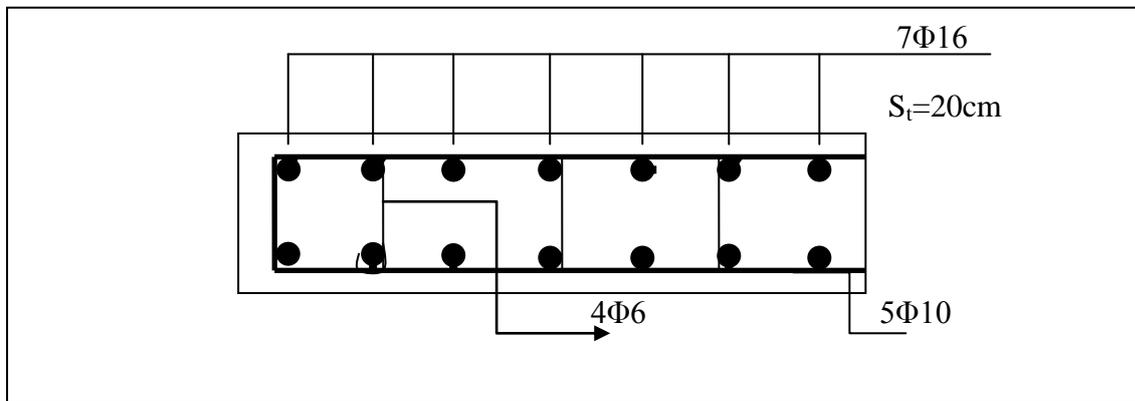


Fig. II .18: Ferrailage du voile.

# *Chapitre VI*

*Etude de l'infrastructure*

## **1-Introduction :**

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol. Les fondation reportent les charges permanentes G (poids propres) et les charges d'exploitations Q à un niveau convenable et les répartissent sur une couche de terrain plus au moins étendue et de résistance adéquate en assurant la stabilité et la sécurité de la fondation.

La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa réalisation résulte de la tenue de l'ensemble.

## **2-Fonction des fondations :**

- ✓ Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions ,de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

## **3-Choisir un type de fondation :**

Afin de bien choisir le type de fondation, il faut assurer la sécurité des habitants et la stabilité de l'immeuble.

Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- ✓ La qualité de sol.
- ✓ Les charges amenées par la construction.
- ✓ Le cout d'exécution.

En fonction de tous ces critères il convient de choisir le mode de fondation le mieux adapté pour limiter les tassements, on comme type de fondation :

❖ Fondation superficielles :

\*Continues sous un mur

\*Continues sous un poteau

\*Isolées

Excentrées

Les radies simples ou généraux.

❖ Fondation profondes :

\*Les puits.

\*Les pieux.

\*Les parois moulées.

#### **4-Différents types de fondations :**

❖ Les fondations superficielles.

❖ Les fondations profondes.

❖ Les fondations surfacique ou radier.

#### **5-Problème posé au constructeur :**

➤ **La déformation du sol porteur peut s'effectuer par :**

\*Tassement du terrain d'assise

\*Poinçonnement ou rupture localisé

➤ **La stabilité du complexe situé :**

\*Dans le sol (infrastructure).

\*Au dessus du sol (superstructure).

#### **6-Reconnaissance du sol :**

- **Se renseigner**

La première démarche consiste à se renseigner préalablement, les « bons terrains » se font rares car ce sont les premières qui ont été bâtis par nos ancêtres qui ne disposaient pas de tous les moyens de calculs actuels.

Il y a donc lieu de se renseigner afin de savoir si :

\*Le terrain n'est pas inondable.

\*Le terrain ne se situe pas dans une cuvette, à l'emplacement d'une ancienne décharge publique.

\*Il n'y a pas de problème de glissement ou de tassement

On peut aussi consulter les services techniques de la mairie et les cartes géologique.

- **Reconnaitre le sol :**

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

\*Essai en laboratoire : prélèvements d'échantillons de sols analysés ensuite en laboratoire.

\*Essai sur le terrain « in situ » : pénétromètre.

Les caractéristiques du sol :

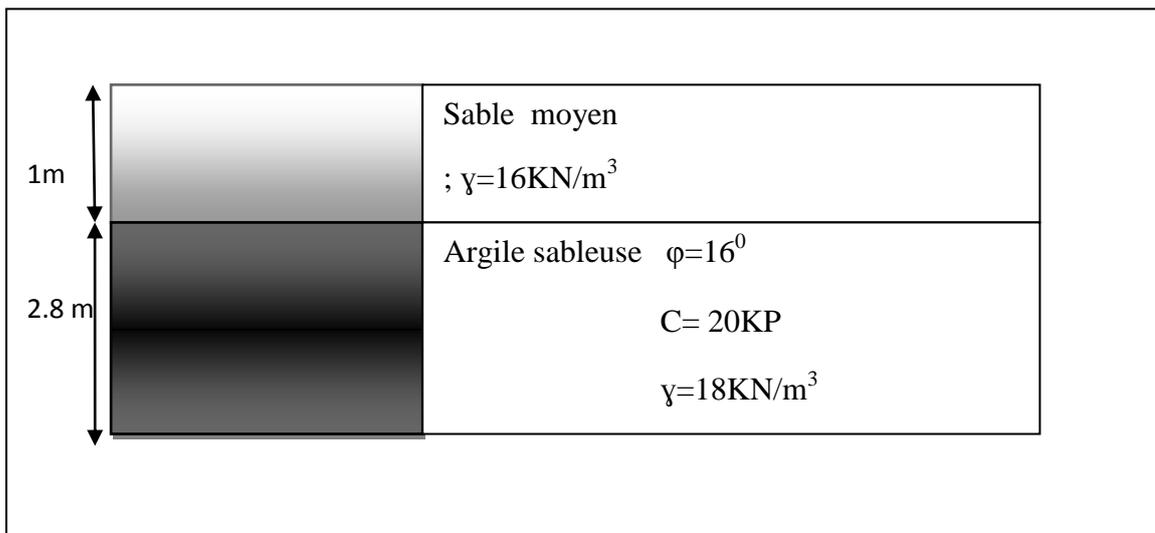


Fig. II : coupe géotechnique.

Avec :  $\gamma$  : poids volumique

C : cohésion.

$\varphi$  : Angle de frottement.

## 7-Dimensionnement :

Le dimensionnement d'une fondation consiste à déterminer quelle sera la grandeur de fondation compatible avec la capacité portante admissible du sol et avec les tassements totaux et différentiels

### ➤ **Semelle isolée sous les poteaux :**

#### **a) Pré dimensionnement :**

La contrainte admissible est déduite de la contrainte ultime par la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{q_u - \gamma D}{F_s}$$

$F_s$  : Facteur de sécurité généralement pris égal à 3.

$q_u$  : La contrainte de rupture de la semelle.

$$q_u = q_y + q_q + q_c$$

$D$  : épaisseur minimal des terres en dessus de niveau de fondation.

La formule générale :  $q_u = 0.5 \times S_y \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_y + S_q \cdot q_0 \cdot N_q + S_c \cdot C N_c$

$$\text{Selon Terzaghi} \begin{cases} S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \\ S_q = 1 \\ S_y = 1 - 0.2 \frac{B}{L} \end{cases} : \text{Coefficients dépendant de la forme des fondations.}$$

$q_0$  = Surcharge existante à la cote de fondation

$N_c ; N_q ; N_y$  : Facteur de capacité portante en fonction de  $\phi$  (angle de frottement interne)

$\phi$  = angle de frottement interne.

$$\Phi = 16^\circ \Leftrightarrow N_y = 1.4 ; N_q = 4 ; N_c = 11$$

$$q_u = \gamma_1 * D + \frac{1}{F_s} \left[ \left(1 - 0.2 \frac{B}{A}\right) \left(\frac{B}{2}\right) * \gamma_2 N_y + \gamma_1 * D (N_q - 1) + \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c * N_c \right]$$

$B$  : la largeur de la semelle

$L$  la longueur de la semelle

$$\frac{B}{L} = \frac{b}{l} = \frac{40}{50} = 0.8 \rightarrow L = B/0.8$$

$$\gamma_1 * D = [(15*1)+18*2.8] = 65.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_{\text{adm}} &= 65.4 + \frac{1}{3} [(1-0.2(0.8))*(B/2)*18*1.4 + 65.4(4-1) + (1+0.2(0.8))*20*11] \\ &= 3.53B + 208.13 \end{aligned}$$

### b) Vérification des contraintes dans le sol :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B.L} \left(1 \pm \frac{6.e}{B}\right)$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq q_a$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{BL} \left(1 + \frac{3e}{B}\right)$$

$$N_s = 18269.06 \text{ KN} ; M_s = 23.6 \text{ KN} \rightarrow e = 0.0013 \text{ m}$$

$$L = B/0.8$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{18269.06}{0.8B^2} \left(1 + \frac{3*0.0013}{B}\right) = \frac{18269.06}{0.8B^2} + \frac{71.25}{0.8B^3}$$

$$\sigma_{\text{moy}} - q_a \leq 0 \rightarrow \frac{18269.06}{0.8B^2} + \frac{71.25}{0.8B^3} - 3.53B - 208.13 \leq 0$$

$$89.06B^3 + 22836.33B^2 - 3.53B - 208.13 \leq 0$$

On trouve que:  $B \geq 4.46 \text{ m}$

On prend :  $B = 4.5 \text{ m}$  ;  $L = 5.63 \text{ m}$

Donc :  $q_a = 224.015 \text{ KN/m}^2 = 0.224 \text{ MPa}$

### c) Dimensionnement de la semelle :

$$h = \left(\frac{B-b}{4} \div \frac{L-l}{4}\right) ; h = (102.5 \div 128.25) ; h = 102 \text{ cm}$$

$$c = 5 \text{ cm} ; h_t = 5 + h = 107 \text{ cm}$$

$$h_l = (h_t/2 \div h_t/3) = (53.5 \div 35.6) ; h_l = 40 \text{ cm}$$

**d) Calcul des armatures:**

$$\text{Méthode de bielles: } A_x = \frac{N'(B-b)}{8(ht-d')\sigma_s} ; A_y = \frac{N'(A-a)}{8(ht-d')\sigma_s}$$

$$N' = \sigma_{\text{moy}} \cdot A \cdot B$$

$$\sigma_1 = \frac{18269.06}{4.5^2} \left(1 + \frac{6 \cdot 0.0013}{4.5}\right) = 903.76$$

$$\sigma_2 = \frac{18269.06}{4.5^2} \left(1 - \frac{6 \cdot 0.0013}{4.5}\right) = 900.64$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 903.76 + 900.64}{4} = 902.98$$

$$N' = 902.98 \cdot 4.5 \cdot 5.63 = 2287700 \text{ N}$$

$\sigma_s$  : Contraintes limites de traction des aciers (fissuration très préjudiciable)

$$A_x = \frac{2287700 \cdot (450 - 40)}{8(107 - 5) \cdot 165 \cdot 100} = 69.66 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{2287700 \cdot (563 - 50)}{8(107 - 5) \cdot 165 \cdot 100} = 87.17 \text{ cm}^2$$

On adopte: 14HA25;  $A_x = 73.63 \text{ cm}^2$  ;  $S_t = 30 \text{ cm}$

18HA25;  $A_y = 88.36 \text{ cm}^2$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

**e) Vérification de la stabilité de la semelle :**

$$A \geq 6e \Rightarrow A = 4.5 \geq 0.0013 \cdot 6 = 0.0078 \text{ m} \dots\dots\dots \text{cv}$$

**f) Vérification des contraintes dans le sol :**

$$B \geq \frac{N}{q \cdot A} \left(1 + \frac{3e}{A}\right) = \frac{18269.06}{1901.915 \cdot 4.5} \left(1 + \frac{3 \cdot 0.0013}{4.5}\right) = 2.13 \text{ m} < 5.63 \text{ m} \dots\dots\dots \text{cv}$$

**➤ Semelle filante sous voile :****a) Contrainte admissible :**

$$q_u = 0.5 \gamma_2 B N_{\gamma} + \gamma_1 D N_q + C N_c$$

$$= 0.5 \cdot 18 \cdot B \cdot 1.4 + 65.4 \cdot 4 + 20 \cdot 11$$

$$= 12.6B + 481.6 \Rightarrow q_a = q_u / 3 = 4.2B + 160.53$$

Il faut que  $\frac{N}{B} \leq q_a \Rightarrow 4.2B^2 + 160.53B - 496.53 \geq 0$

$B = 2.4\text{m}$  ; On adopte  $B = 2.5\text{m}$

### b) Dimensionnement de semelle :

$$h_t \geq 5 + \frac{B-b}{4} \Rightarrow h_t = 60\text{cm}$$

$$h_l = (0.5h_t ; 0.333h_t) = (30 ; 19.9) = 25\text{cm}$$

Donc :  $q_u = 513.1\text{KN/m}^2$

$$q_a = 171.03\text{KN/m}^2$$

### c) Vérification de la contrainte maximale dans le sol :

$$e \leq L/6 \rightarrow e = 265.11/5869.65 = 0.045 \leq 0.58 \dots \dots \dots \text{cv}$$

### d) Calcul des armatures:

$$\text{Méthode de bielles: } A_x = \frac{N'(B-b)}{8(ht-d')\sigma_s} ; A_y = \frac{N'(A-a)}{8(ht-d')\sigma_s}$$

$$N' = \sigma_{\text{moy}} \cdot A \cdot B ; \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma^1 + \sigma_2}{4} ; \sigma_{1,2} = \frac{N}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{496.53}{2.5 \cdot 3.54} \left(1 + \frac{6 \cdot 0.045}{2.5}\right) = 62.17$$

$$N' = 61.1 \cdot 2.5 \cdot 3.54 = 550.20\text{ N}$$

$\sigma_s$  : Contraintes limites de traction des aciers (fissuration très préjudiciable)

$$A_x = \frac{550.20 \cdot (250 - 20)}{8 \cdot (60 - 5) \cdot 165 \cdot 100} = 17.43\text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{550.20 \cdot (354 - 20)}{8 \cdot (60 - 5) \cdot 165 \cdot 100} = 25.30\text{cm}^2$$

On adopt: 9HA16;  $A_x = 18.10\text{cm}^2$  ;  $S_t = 20\text{ cm}$

$$13\text{HA}16 ; A_y = 26.14\text{ cm}^2 ; S_t = 30\text{ cm}$$

## CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que : RPA99version2003, BAEL91. La pratique des logiciels comme : ROBOT, AUTOCAD, ...etc.

Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, donc la conception de l'ouvrage.

Pour le contreventement et la disposition des voiles ; on constate que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile placée dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

Le chantier est un moment d'expérimentation à la fois humaine dans le contact entre les intervenants et matérielle dans la définition physique du projet.

# Bibliographie

## 1- LES REGLEMENT :

- + RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne.
- + CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
- + BAEL91 : Béton armé aux états limites
- + Le DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.

## 2- LIVRE :

- + Exercice de béton armé selon les règles BAEL83, troisième Edition 1987 PIERRE CHARON.

## 3- COURS :

- + Béton armé
- + Dynamique des structures.
- + Mécanique de sol.

## 4- LES LOGICIELS :

- |                |                          |
|----------------|--------------------------|
| + ROBOT 2009   | Analyse de la structure. |
| + AUTOCAD 2009 | Dessin.                  |
| + WORD 2007    | Traitement de texte      |
| + EXEL 2007    | Calcul.                  |