

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET**

---



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**

**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Structure**

**Présenté par :**

**GUESSAD AMEL**

**GUELLIL NAKHLA**

*Sujet du mémoire*

***Etude d'un bâtiment à usage d'habitation  
à Cherchell ( programme 130 000LPA)***

Soutenu le 25/06/2023 devant le jury composé de :

<b>M<sup>r</sup></b>	BEKKI .H	Président
<b>M<sup>r</sup></b>	SERBAH .B	Encadreur
<b>M<sup>me</sup></b>	RANNAK .Z	Examineur
<b>M<sup>me</sup></b>	DRAOUI	Examineur

**PROMOTION : 2022/2023**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# ***REMERCIEMENT***

*Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin  
De la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage , de la volonté afin de réaliser*

*Ce modeste travail.*

*Nos remerciements à nos parents pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant  
toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.*

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Monsieur SERBAH.B  
pour l'encadrement de ce mémoire son aide , son patience et son confiance qu'il nous a accordé.*

*Nous tenons à remercier les membres de jury pour avoir acceptés de juger notre travail.  
Notre sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie*

*Civil de l'université de Tiaret qu' on participé à notre formation.*

*Et n'oubliez pas nos remerciements à Monsieur BOUSMAHA.A ingénieur civil pour nous*

*Aider dans notre étude .*

*Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

***\*MERCI\****

## ***DÉDICACES***

*En terme de reconnaissance de leurs sacrifices et amour , je dédie  
ce travail à :*

*.Mon cher père*

*Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et  
mon bien-être.*

*Ce travail n'est qu'un fruit des sacrifices que vous avez consentis pour  
m'élever.*

*.Ma maman chérie*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour , l'estime , le dévouement que  
j'ai pour toi.*

*.Mes sœurs : Hanane , Ome el kheir , Torkia , Asmaa*

*Mes frères : Ali, Mohammed , Abed el Rahman*

*Pour leurs amour et leurs soutiens continus , leurs réconforts et  
encouragements.*

*.Ma meilleurs amie nadjet , férial , Ahlam et Ma binôme nakhla .*

*Pour les beaux moments que nous avons partagés depuis le début de notre  
carrière  
universitaire.*

***AMEL***

## **DÉDICACES**

*En terme de reconnaissance de leurs sacrifices et amour , je dédie ce  
travail à :*

*.Mon cher père*

*Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien-être.*

*Ce travail n'est qu'un fruit des sacrifices que vous avez consentis pour m'élever.*

*Ma maman chérie*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour , l'estime , le dévouement que j'ai pour toi.*

*Mes sœurs et Mes frères*

*Pour leurs amour et leurs soutiens continus , leurs réconforts et encouragements.*

*.Ma meilleurs amie Ahlam ELASSEL et Ma binôme Amel GUESSAD.*

*Pour les beaux moments que nous avons partagés depuis le début de notre carrière  
universitaire.*

***GUELLIL .N***

## ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لانجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي +11+ 01 طابق تحت الارض ببلدية شرشال ولاية تيبازة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم ثلاثة حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل .

هذا المشروع محقق بواسطة العارضات و الاعمدة و الجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل الحمولات العمودية و الافقية. قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقاييس هندسة الزلازل الجزائري 99 المعدل في 2003 و مقياس الاسمنت المسلح CBA93 .

## RESUME

Le présent mémoire , étudie un bâtiment en RDC + 11 + 01 sous sol à usage d'habitation à la commune Cherchell dans la wilaya de Tipaza . Cette région est classée en zone sismique III selon le **RPA99 version 2003**.

Cet ouvrage est une structure mixte (portique-voiles) en béton armé , le pré- dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au **CBA93** et **RPA99 version2003** .

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul de structures par éléments finis **ETABS** .

## ABSTRACT

This project deals with the study of a building with ground floor + 11 + 01 basement in the commune of Cherchell in the Tipaza wilaya. This is classified in a high seismicity region (III) according to the Algerian seismic rules **RPA99 version 2003**.

This construction is a mixed building (frame-walls) in reinforced concrete, the dimension of the bearing elements was elaborated according to the **CBA93** and **RPA99 version2003**.

The three-dimensional seismic analysis was conducted by **ETABS** computer program.

# Sommaire

## Chapitre I: Introduction

I.1- Introduction .....	1
I.2- Présentation de l'ouvrage .....	1
I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	1
I.4 Système constructif de l'ouvrage .....	3
I.5- Caractéristique des .....	7
I.5.1 :Béton .....	8
I.5.2- Acier .....	11
I.5.3- hypothèse de calcul .....	13
I.5.4- Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limite .....	15

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1- Introduction .....	17
II.2-Pré dimensionnement du plancher .....	17
II.5- Pré dimensionnement des poutres .....	20
II.6- Pré dimensionnement des poteaux .....	22
_II.08. Evaluation des charges et des surcharges : .....	25

## Chapitre III :Calcul des planches

III.1- Introduction .....	35
III.2.1- calcul de plancher .....	35
III.2.2- Méthode de calcul des poutrelles .....	36
III.2.3- Etude des poutrelles .....	38
III.2.3.4- Calcul du ferrailage .....	46

## Chapitre IV :Calcul ferrillages des éléments non structuraux

IV.1- Etude de l'acrotère.....	59
IV.2- Etude des Escaliers.....	64
IV.3- Balcon .....	79
IV.4- Etude de l'ascenseur .....	85

## **Chapitre V : Etude sismique**

V.1- Introduction .....	99
V.2- Présentation du logiciel ETABS.....	99
V.3- stratégie du calcul sismique.....	100
V.4- Méthode de calcul .....	100

## **Chapitre VII : Etude des portiques**

VI.1- Introduction .....	117
VI.2.3.1-Ferraillage des poteaux.....	117
VI.3-Ferraillage des poutres .....	126
VI.4- Etude de voiles .....	136

## **Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure**

VIII.1-Introduction.....	145
VIII.2- Etude des fondations .....	145
VIII.3 Ferraillage du radier.....	148
VIII.4- Ferraillage des poutres de libage .....	150
VIII.5- voiles périphérique .....	155
VIII.5.5- Calcul du ferraillage.....	155

<b>Conclusion .....</b>	<b>162</b>
-------------------------	------------

## **Références et Bibliographie**

## Liste des tableaux

### Chapitre 01

Tableau 1.1 : Caractéristique géométriques .....2

Tableau 1.2 : Les domaines de la règle des trois pivots .....14

### Chapitre 02 :

Tableau 2.1 : Evaluation des charges de plancher terrasse (inaccessible) .....25

Tableau 2.2 : Evaluation des charges de plancher courant à corps creux.....25

Tableau 2.3 : Charge permanents de la dalle pleine .....26

Tableau 2.4 : charge permanente Murs extérieurs .....26

Tableau 2.5 : Charge permanents des murs intérieur .....26

Tableau 2.6 : Dimensions préliminaires des poteaux centre et leur poids propre..... 28

Tableau 2.7 : Dégression en fonction du nombre d'étage.....29

Tableau 2.8 : Evaluation de la descente de charge de poteau centre ..... 29

Tableau 2.9: Résultats de la Vérification à la compression simple ..... 31

Tableau II.10 : Résultats de la vérification au flambement..... 32

### Chapitre 03

Tableau 3.1 : Les différents types de poutrelles.....37

Tableau 3.2 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....37

Tableau 3.3 :Charges et surcharges revenant aux poutrelles .....38

Tableau 3.4 : Les sollicitations des types poutrelle .....46

Tableau 3.5 :Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages .....52

### Chapitre 04 :

Tableau .1 : Evaluation des charges sur la volée.....66

Tableau 2 : Evaluation des charges sur palier .....67

Tableau 3 : Calcul des sollicitations dans l'escalier .....69

Tableau 4: Ferrailage de l'escalier .....70

Tableau 5 : Vérification les contraintes dans l'escalier .....71

Tableau .6 Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier ..... 72

Tableau.7.Le ferrailage du palier intermédiaire .....73

Tableau.8: Ferrailage de la poutre palière..... 76

Tableau.9 : vérification les contraintes ..... 77

Tableau.10:vérification la flèche.....	78
Tableau.11 : les poids.....	84
Tableau.12 Les résultats des moments isostatiques .....	87
Tableau.12 Les résultats des moments isostatiques .....	92
Chapitre 05 : étude sismique	
Tableau. 1 : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	106
Tableau. 2 : Dimensions des poteaux de chaque niveau.....	107
Tableau. 3 : Dimensions des poutres de chaque niveau .....	107
Tableau 4 : Epaisseurs des voiles et les dalles .....	107
Tableau 5: Participation massique du modèle Initial.....	108
Tableau.6 : 10valeurs de période .....	111
Tableau 7 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique) .....	111
Tableau 8 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle 01.....	112
Tableau .6 : vérifications de l'effort normal réduit .....	113
Tableau .7 : Valeurs des déplacements inter-étages.....	114
Chapitre 06 :	
Tableau. 1 . Caractéristiques du béton et de l'acier .....	117
Tableau 2 .Armatures minimales pour les poteaux .....	119
Tableau 3.Ferraillage des poteaux.....	122
Tableau 4 .Vérification au flambement des poteaux des différents étages .....	125
Tableau 5:le ferraillage longitudinal et ferraillage transversal des déférentes.....	133
Tableau .6 :section de ferraillage des poutres principales et secondaires .....	133
Chapitre 7:	
Tableau .1. Ferraillage des Voiles périphériques à l'ELU .....	157
Tableau .2. érifications des contraintes à l'ELS.....	159

## Liste des figures

Figure I.1 :L'ossature en béton armé .....	3
Figure I.2 :Exemple d'un plancher à corps creux .....	4
Figure I.3 :Exemple d'un plancher à dalle pleine .....	4
Figure I.4 : Exemple d'acrotère.....	5
Figure I.5 : Les éléments constitutifs et vue en plan d'une cage d'escalier .....	6
Figure I .6. Exmple d' Ascenseur.....	6
Figure I .7. Mur extérieurs et Mur intérieur de séparation en brique creuse.....	7
Figure I.8: Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton .....	9
Figure I.9 : Diagramme des contraintes .....	10
Figure I.10: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS .....	10
Figure I.11: Diagramme déformation-contrainte .....	12
Figure I.12 : Diagramme déformation limitées de la section-Règles des trois pivots .....	14
Figure II. 1 : Schéma Plancher à corps creux.....	18
Figure II.2: Schéma du plancher à dalle pleine .....	18
Figure II.3: Coupe transversale d'une poutrelle.....	19
Figure II.4 :Représentation d'un Voile .....	24
Figure II-5 : Surface du poteau central le plus sollicité .....	27
Figure II.10 :Schéma de dégression des surcharges.....	29
Figure - III .1 :Plancher à corps creux .....	35
Figure III.2. Coupe transversale d'une poutrelle.....	36
Figure III 3.Diagramme des moments fléchissant M.....	43
Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants T[kN] .....	43
Figure III.5.Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....	57
Figure IV.1 : Ferrailage de l'acrotère.....	64
Figure II.2. Schéma de l'escalier.....	64
Figure II.03 : Schéma de l'escalier à deux volées.....	65

Figure IV.4. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	69
Figure IV.5.Schéma statique de palier intermédiaire.....	72
Figure IV.6. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	75
Figure IV.7. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	78
<i>Figure IV.8. Balcon (étage courant).....</i>	<i>79</i>
<i>Figure IV.9. Schéma de ferrailage du porte à faux (étage courant.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure IV.10Vue en plan de l'ascenseur.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure V.1 :Spectre de réponse.....</i>	<i>104</i>
<i>Figure V. 2 : Vue en 3D.....</i>	<i>108</i>
Figure V. 3 : Vue en plan du modèle 1 (RDC).....	108
Figure V. 4 : position des voiles.....	109
Figure V.5 : 1er mode est un mode translation parallèle à X.....	110
Figure V.6: 1er mode est un mode translation parallèle à Y-Y.....	110
Figure V.7:Le 3ème mode est un mode rotation.....	110
Figure-VII-1-zone nodale.....	125
Figure-VII-2-Dessin de ferrailages des sections des poteaux.....	126
Figure V.3.Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	135
Figure VII.4: Schéma du voile + poteaux.....	140
FigureVII.5 : La disposition des armatures verticales dans les voiles.....	142
FigureVII.6 : La disposition du ferrailage du voile.....	143
Figure .VIII.1Schéma du panneau le plus défavorable.....	149
Figure VIII.2: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	152
Figure VIII.3 .Ferrailage des nervures.....	155

## Introduction générale

L'Algérie a connu une croissance urbaine, ce qui a concentré la population dans la plupart des grandes villes, en particulier Les littoraux, c'est ce qui a créé une pression sur les villes en matière de logement, et c'est ce qui a généré une crise du logement, et Face à l'aggravation de la crise du logement, l'Etat a dû reconsidérer sa politique du logement et ouvrir l'initiative devant le secteur privé et sa capacité à résoudre le problème du logement. Enfin, le résultat est la réalisation de logements promotionnels subventionnés destinés aux personnes à revenu moyen.

Un exemple de ceci est Logement Promotionnel Aidé (**LPA**), Logement Promotionnel public(**LPP**), Logements Promotionnels Libre (**LPL**),logement(**AADL**).

C'est pour , on a décidé d'opter pour le thème dont l'intitulé est « Etude d'un bâtiment en béton armé », qui sera notre projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme master en génie civil.

Ce projet de fin d'études nous permet de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation, et de faire une évaluation de leur parcours et aussi de coordonner, d'agencer pour la première fois nos connaissances pour en faire un projet réel.

L'ouvrage sera réaliser en béton armé, car ce matériaux présente un grand avantage par rapport au côté économique, il est peu couteux en comparaison a autres matériaux (charpente métallique, bois).

L'étude dynamique du bâtiment est indispensable afin de déterminer le comportement de la structure pendant les actions sismique, car l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaque tectonique, c'est pourquoi elle est souvent soumise à une activité sismique intense.

Dons le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé, implantée à « Cherchell » dans une zone de fort sismicité. En fonction du programme de logement promotionnel **LPA** .

Chaque étude ouvrage doit respecter certains critères et atteindre des buts pour assurer une meilleure utilisation de cet ouvrage :

-La sécurité(le critère le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.

-L'aspect économique : sert à diminuer les couts du projet(les dépenses).

-Confort de l'utilisateur.

-Esthétique.

Notre travail se compose de sept chapitres :

- ❖ Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul.
- ❖ Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments principaux (tel que le plancher les poutres les poteaux, et les voiles...etc.).
- ❖ Le troisième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux.
- ❖ Le quatrième chapitre se portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamique propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **etabs**.
- ❖ Le sixième chapitre consiste à la conception et le calcul des élément des structurant
- ❖ Le septième chapitre consiste à la conception et le calcul des fondation du bâtiment

# **Chapitre I: Présentation et Conception de L'ouvrage**

# Chapitre I : Présentation et Conception de L'ouvrage

---

## I.1.Introduction:

L'étude des ouvrages en Génie civil se fait de telle manière à assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages étudiés, tout en assurant un maximum de sécurité des personnes pendant et après leurs réalisations, et tout en minimisant le coût. Pour cela, nos calculs seront conformes aux préconisations des règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien **RPA99** (version 2003) et le règlement de béton aux états limites **BAEL 91** modifié 99 et le code du béton algérien **CBA91**.

## I.2 Présentation sur l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation en implanté à Cherchell , WILAYA DE TIPAZA qui est classé comme zone de forte sismicité (Zone III), selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur à savoir :

- BAEL 91.
- RPA99 version 2003.
- CBA93.

### ➤ Le bâtiment est composé par :

- sous-sol.
- RDC a usage d'habitation.
- étages à usage d'habitation.
- terrasse inaccessible.

## I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

### I.3.1 Dimension en plan du l'ouvrage :

- Longueur totale du bâtiment (sens longitudinal) : 29.4 m
- Largeur totale du bâtiment (sens transversal) : 17.95 m

### I.3.2 Dimension en élévation du l'ouvrage :

<b>Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère)</b>	<b>36.72m</b>
<b>Hauteur sous-sol</b>	<b>3.67 m</b>
<b>Hauteur d'étage</b>	<b>3.06 m</b>
<b>La largeur du bâtiment</b>	<b>17.95 m</b>
<b>La longueur du bâtiment de façade</b>	<b>29.40 m</b>
<b>Acrotère</b>	<b>0.60 m</b>

**Tableau I. 1:** Caractéristiques géométriques et architecturales.

# Chapitre I : Présentation et Conception de L'ouvrage

---

## I.3.3 Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone sismique (zone III).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**.
- Le site est considéré comme ferme (**S2**).
- Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2.25$  (bars)

## I.4 Système constructif de l'ouvrage :

### I.4.1 Classification selon le RPA 99 V 2003 :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le (groupe 2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 (m).

#### ➤ Ossature :

Selon le (RPA99 version 2003), le système de contreventement adopté pour notre structure est celui des portiques auto-stables en béton ordinaire (poteaux-poutres) suivant les deux directions contreventées par des voiles.



**Figure I.1 :** L'ossature en béton armé

#### ➤ Les planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

**1- Planchers à corps creux :** Ce type de plancher (figure 1.2) est constitué par des poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis), et d'une table de compression en béton armé.

# Chapitre I : Présentation et Conception de L'ouvrage

---

Ce type de planchers est généralement utilisé pour plusieurs raisons

- Facilité la réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



**Figure I.2 :**Exemple d'un plancher à corps creux

**2- Plancher à dalle pleine :** Une dalle pleine (figure 1.3) est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis (murs ou poutres). Son épaisseur est en général égale au 25ème de la portée.

Figure I.3. Plancher à dalle pleine



**Figure I.3 :**Exemple d'un plancher à dalle pleine

## ➤ **Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

# Chapitre I : Présentation et Conception de L'ouvrage

## ➤ Les poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre principale .
- Poutre secondaire .

## ➤ L'acrotère :

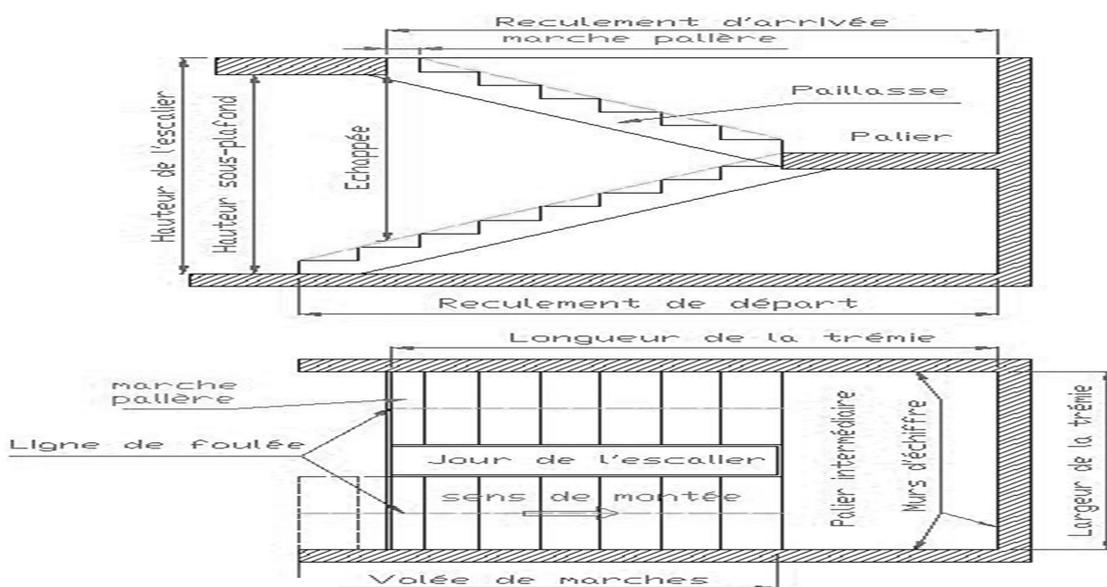
Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60 (cm) de hauteur et de 10 (cm) d'épaisseur.



**Figure I.4 :** Exemple d'acrotère

## ➤ Les escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter ét age réalisé en béton armé coulé sur place.

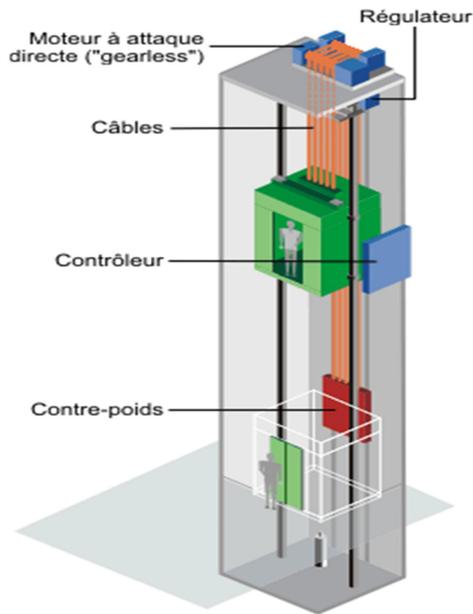


**Figure I.5 :** Les éléments constitutifs et vue en plan d'une cage d'escalier

# Chapitre I : Présentation et Conception de L'ouvrage

## ➤ Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur qui permet le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment. La structure comporte des cages d'ascenseurs du 1er jusqu'au étage.



**Figure I.6.** Exmple d' Ascenseur

## ➤ Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en brique creuses.

- **Murs extérieurs (double cloison) :** deux (02) cloisons en briques creuses de 10(cm) d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 (cm).
- **Murs intérieurs (simple cloison) :** sont des cloisons de séparations de 10 (cm) d'épaisseur.



**Figure I.7.** Mur extérieurs et Mur intérieur de séparation en brique creuse.

# Chapitre I : Présentation et Conception de L'ouvrage

---

## ➤ Terrasse :

Pour cette structure la terrasse est inaccessible.

## ➤ Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Une dalle de sol pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

## ➤ Les fondations :

La fondation est l'élément qui permet de transmettre les charges et surcharges d'une structure vers le sol, on prend un taux de travail de sol égal à 2.25 bars d'après les résultats donnés par le laboratoire spécialisé dans la géotechnique.

## I.5 Caractéristiques des matériaux :

### I.5.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué d'un mélange de ciment, granulats (sable, graviers) et d'eau dont les proportions varient selon l'usage, la composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et du RPA 99/version 2003.

Ce matériau résiste bien à la compression mais n'assure pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CM1/II A 42.5.
- 400kg de sable  $C_g < 5\text{mm}$ .
- 800kg de gravillons 3/8, 8/15 et 15/25.
- 175L d'eau de gâchage.

Pour une bonne résistance à la traction, on ajoute des barres d'aciers et le béton devient armé

dont la masse volumique de béton armé est de **25 kN/m<sup>3</sup>**

La masse volumique de béton non armé est de **22kN/m<sup>3</sup>**.

# Chapitre I : Présentation et Conception de L'ouvrage

---

## I.5.1.1 -Résistances mécaniques du béton :

### 1.1. a- Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur, (pour notre étude, on prend  $f_{c28}=25kN/m^3$ ).

1. Pour de la résistance  $f_{c28} \leq 40MPa$ :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{4.76 + .83j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

2. Pour de la résistance  $f_{c28} > 40MPa$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 1.95j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

### 1.1. b- Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60MPa \\ f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60MPa \end{array} \right.$$

## I.5.1.2- Résistance Limite :

### 2. a- Etat limite ultime :

Diagramme qui peut être ultime dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

- $\xi_{bc1} = 2\text{‰}$

# Chapitre I : Présentation et Conception de L'ouvrage

$$\xi_{bc2} = \begin{cases} 3.5\text{‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{MPa} \\ \text{Min}(4.5 ; 0.025 f_{cj}) \text{‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{MPa} \end{cases}$$

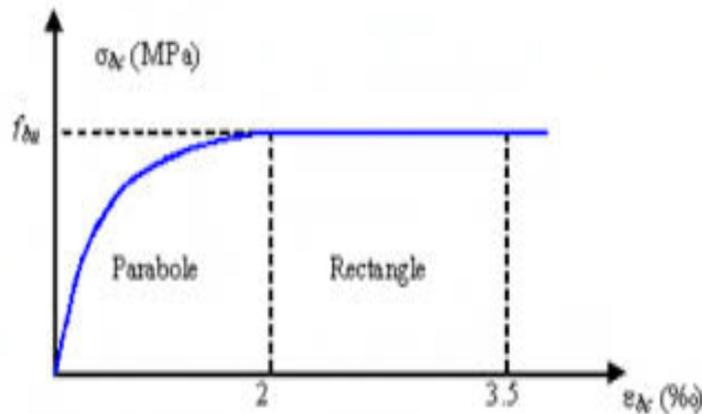


Figure I.8: Diagramme parabolé-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

**Avec :**

**$f_{bu}$** : Contrainte ultime du béton en compression:  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

**$\gamma_b$** : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

**$\theta$** : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieur à 24h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24h et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

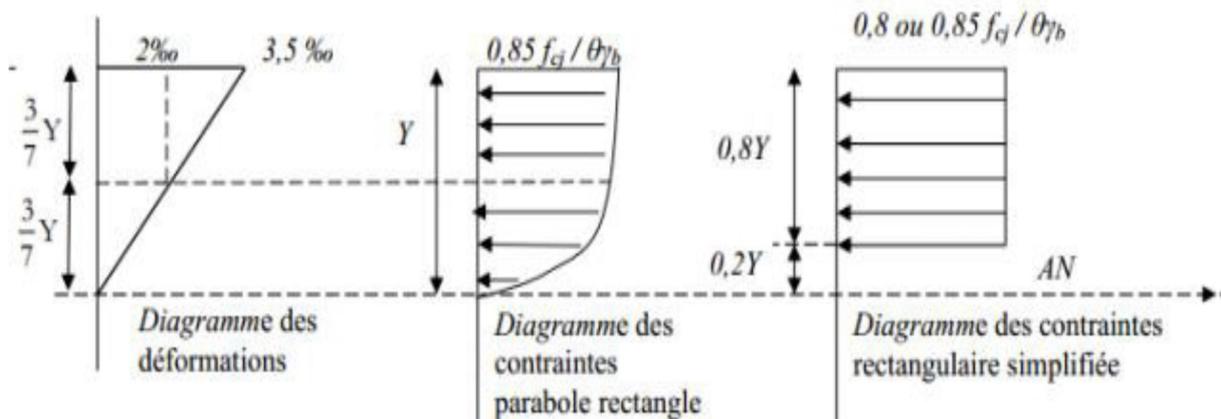


Figure I.9 : Diagramme des contraintes

# Chapitre I : Présentation et Conception de L'ouvrage

## - Contrainte admissible de cisaillement

$\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5MPa)$  Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4MPa)$  Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $T_u$ .  $\tau_u = T_u / b_0 \cdot d$

Avec :  $b_0$ : largeur de la pièce.  $d$  : hauteur utile.

## 2. b-Etat limite de service(ELS) :

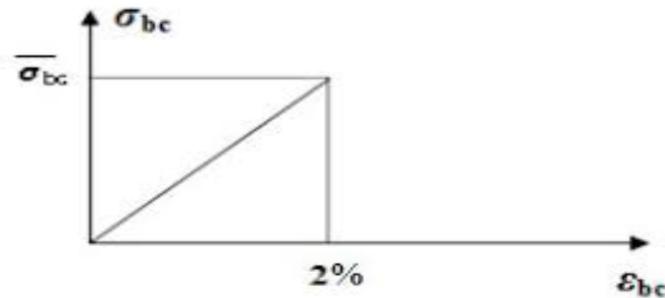


Figure I.10: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

### I.5.1.3-Modules de déformation longitudinale :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_{vj} = 3700 \left( \sqrt[3]{f_{cj}} \right) & \text{si } f_{c28} \leq 60MPa \\ E_{vj} = 4400 \left( \sqrt[3]{f_{cj}} \right) & \text{si } f_{c28} > 60MPa \text{ sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6100 \left( \sqrt[3]{f_{cj}} \right) & \text{si } f_{c28} > 60MPa \text{ avec fumée de silice} \end{array} \right.$$

### I.5.1.4-Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson ou bien la module de déformation transversale sera pris égal à :

# Chapitre I : Présentation et Conception de L'ouvrage

---

- $\gamma=0$  pour un calcul des sollicitations à l'ELU.
- $\gamma=0.2$  pour un calcul des sollicitations à l'ELS.

## 5.2-Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résistance les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à béton adhérence) et sont classés de la façon suivant :

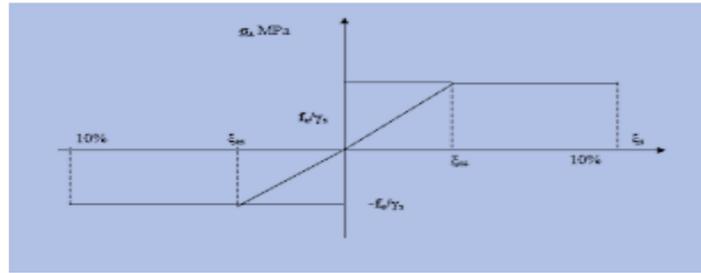
- Ronds lisses bruts obtenue par laminage.
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur.
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou limage à froid.
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisse ou à haute adhérence.
- Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal ( $\emptyset$ ). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12m. (longueur commerciale courante).

### 5.2.1-Diagramme déformation-contrainte :

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma$ , qui a les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \\ \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{Cas général. On a } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{Ca des combinaisons accidentelles. On a } \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Pour notre étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux èfeE235).



**Figure I.11:** Diagramme déformation-contrainte

## 1.-Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \min \left( fe \times \frac{2}{3}; 110 \sqrt{\eta \cdot fc28} \right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \sigma_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bc} = \min \left( \frac{fe}{2}; 90 \sqrt{\eta \cdot fc28} \right)$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration avec

η = 1 Pour les ronds lisses (RL).

η = 1.6 Pour les armatures à haute adhérence (HA) avec  $\phi \geq 6mm$ .

η = 1.3 Pour les armatures à haute adhérence (HA) avec  $\phi \leq 6mm$ .

### 1.5.3-Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours est :  $fc28 = 25MPa$ .
- La résistance à la traction du béton :  $ft28 = 2.1MPa$ .
- Le module d'élasticité différée de béton est :  $E_{vj} = 10818.865MPa$ .
- Le module d'élasticité instantané de béton est :  $E_{ij} = 32164.194MPa$ .

Pour les armatures de l'acier :

- Longitudinales : on a choisi le : « feE400 » H.A fe = 400MPa

# Chapitre I : Présentation et Conception de L'ouvrage

- Transversales: on a choisi le : « feE235» R.L

## I.5.2.1-E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée. Ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériens RPA99/V2003.

On doit par ailleurs vérifier que l'ELUR n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation :

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité.
- $\xi_{bc}=3.5\text{‰} \rightarrow$  *Flexion composée*.  $\xi_{bc}=2\text{‰} \rightarrow$  *Composée simple*.
- L'allongement de l'acier est limité à :  $\xi_{bc}=10\text{‰}$  ;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
  - Le béton en compression ;
  - L'acier en traction et en compression.

### Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3.5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

**Tableau.2** : Les déformations limitent du pivot.

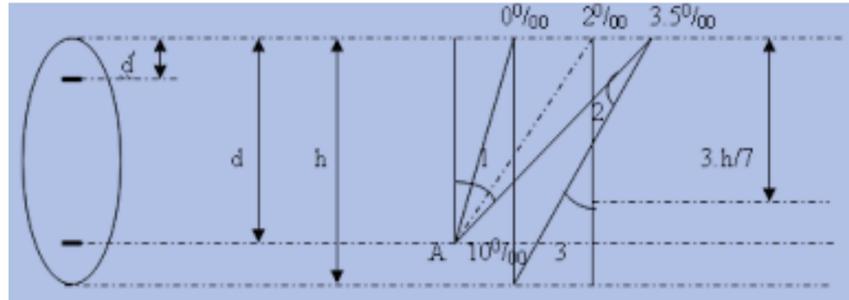


Figure I.12 : Diagramme déformation limitées de la section-Règles des trois pivots.

### I.5.2.2-ELS :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

#### **I.2.2.1-Hypothèses de calcul :**

- Les sections droites restent planes ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = E_b \times \xi_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \xi_s \\ \xi = \frac{\Delta L}{L} \end{array} \right.$$

Par convention  $\eta$  correspond au rapport module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.  $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow$  Coefficient d'équivalence.

#### **I.5.2.3-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :**

##### • **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

##### • **Etat limite service :**

Combinaison d'action (G+Q) : Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

# Chapitre I : Présentation et Conception de L'ouvrage

---

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1.2E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

Avec:  $\left\{ \begin{array}{l} G: \text{Charge permanent.} \\ Q: \text{Charge d'exploitation.} \\ E: \text{Charge du séisme.} \end{array} \right.$

## **Conclusion :**

1. Dans ce chapitre, nous avons présentés notre projet, la description, le rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux choisis pour cette étude.
2. Toutes ces données et résultats sont nécessaire pour fonctionner le reste des chapitres

**Chapitre II :**  
**Pré-**  
**dimensionnement des**  
**éléments**

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

---

### II.1 Introduction :

Pour assurer la bonne tenue de la stabilité de l'ouvrage il faut que tous les éléments de la structure (Plancher, Poutre, Poteaux, Voile) soient prédéfinis pour résister aux différentes sollicitations :

➤ Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

➤ Sollicitation horizontales concernant le cas de séisme ou des vents.

Le Pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossature et conforme aux règles (CBA93, BAEL91, RPA99/V2003).

### II.2 Pré dimensionnement Des Planchers :

Le plancher est un ouvrage qui, dans une construction une plateforme horizontale au rez-de-chaussée, ou un séparateur entre deux étages, leurs fonctions principales sont :

- Porter les charges et les surcharges du bâtiment.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

#### II.2.1 Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles la condition de la flèche:

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

*Avec :*

$h_t$  : Epaisseur du plancher

$L$  : La portée maximale entre nu des poutrelles ( $L= 410$  cm).

**On a:**

$$L_{max} = 410 - 30 = 380 \text{ (cm)}.$$

$$\text{Alors: } h_t \geq \frac{380}{22.5} = 16.89 \text{ (cm)}.$$

**Donc** on adopte une épaisseur de : 20 (cm). On prend :  $h_t = (16+4)$  (cm).

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

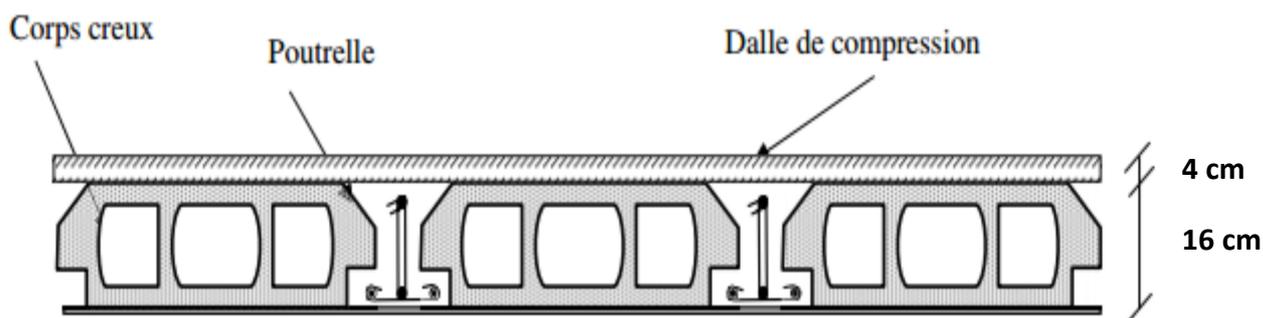


Figure II. 1 : Schéma Plancher à corps creux.

- 16 (cm) : hauteur du corps-creux.

- 4 (cm) : hauteur de la dalle de compression.

### II.2.2 Plancher à Dalle Pleine :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- Résistance au feu :

$e = 7$  (cm) Pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$  (cm) Pour deux heures de coupe-feu. On admet :  $e = 11$  (cm).

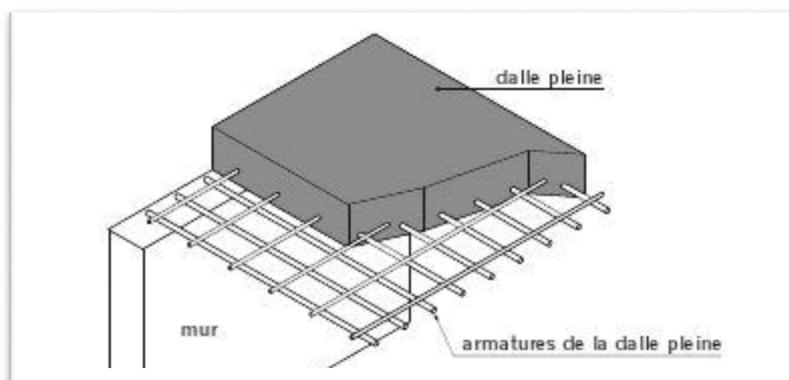


Figure II.2: Schéma du plancher à dalle pleine.

- Isolation phonique :

Selon les règles de **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit :  $e = 15$  (cm).

- Résistance à la flexion :

les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes [BAEL91/modifié 99] :

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

---

- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

**Avec :**  $L_x$  : La petite portée du panneau le plus sollicité.

-Dalle reposant sur quatre appuis :  $L_x = 380(\text{cm})$ .  $\frac{380}{50} \leq e \leq \frac{380}{40}$

Donc on trouve :  $7.6 \leq e \leq 9.5$

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$e \geq \max(11 ; 15 ; 11) (\text{cm}) \longrightarrow e = 15 (\text{cm})$ .

### II.3 Balcons :

$L_x = 1.50 (\text{m})$ .

La dalle repose sur trois appuis :  $\frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \longrightarrow 3 \leq e \leq 3.75$

On limite donc notre épaisseur à :  $e = 15(\text{cm})$ .

### II.4 les poutrelles

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA93 .}$$

**Avec:**  $b_2 = 10 \text{ cm}$

$L_x$  : distance entre nus des poutrelles

$L_y$  : distance entre nus d'appuis des poutrelle

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

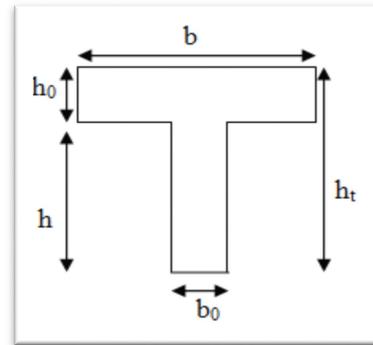
Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h_t = 20\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm} ; h = 16\text{ cm} ; b_0 = 12 ; b = 65\text{cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55\text{ cm} ; L_{y\text{min}} = 330 - 30 = 300\text{ cm}$$

$$(b - 10) / 2 \leq \min(27.5\text{cm} ; 30\text{cm})$$

Ce qui donne  $b = 65\text{cm}$



**Figure II.3:** Coupe transversale d'une poutrelle.

### II.5 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé ; leur pré-dimensionnement se base sur les deux étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques.
- Vérification des conditions imposées sur (h,b) selon le « RPA 99 modifié 2003 ».
- Vérification de la rigidité

Selon le **BAEL91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d$$

$$\frac{ht}{b} \leq 3$$

Avec :

- $h_t$  : hauteur totale de la poutre
- $b$  : largeur de la poutre
- $L$  : portée libre entre nus d'appuis
- $d$  : hauteur utile

Et selon le **RPA99/V2003** on a :

$$\left. \begin{array}{l} b \leq 20\text{cm} \\ h \leq 30\text{cm} \end{array} \right\}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \quad \text{II.5.1 Poutre Principal :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\text{max}} = 550 - 30 = 520\text{ cm} \\ d = 0.9h_t = 40.5\text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{520}{15} \leq ht \leq \frac{520}{10} \\ h_t = 45\text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ b = 30\text{ cm} \end{array} \right.$$

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

---

Vérification des conditions de l'RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \quad \rightarrow \quad b = 30 \geq 20 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow \quad h = 45 \geq 30 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \quad \rightarrow \quad \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend **(30X45)** comme section des poutres principales.

### II.5.2 Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} = 410 - 30 = 380 \text{ cm} \\ d = 0.9h_t = 31.5 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{380}{15} \leq ht \leq \frac{380}{10} \\ h_t = 35 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification des conditions de l'RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \quad \rightarrow \quad b = 30 \geq 20 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow \quad h = 35 \geq 30 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \quad \rightarrow \quad \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend **(30X35)** comme section des poutres principales.

### II.5.3 Poutres secondaires 02 :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} = 410 - 30 = 380 \text{ cm} \\ d = 0.9h_t = 31.5 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{380}{15} \leq ht \leq \frac{380}{10} \\ h_t = 40 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification des conditions de l'RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \quad \rightarrow \quad b = 30 \geq 20 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow \quad h = 40 \geq 30 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \quad \rightarrow \quad \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend **(30X40)** comme section des poutres secondaires 02.

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

### II.5.3 Poutres de noyaux :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} = 345 - 30 = 315 \text{ cm} \\ d = 0.9h_t = 27 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \frac{315}{15} \leq ht \leq \frac{315}{10} \longrightarrow \begin{array}{l} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{array} \longrightarrow \begin{array}{l} 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ b = 20 \text{ cm} \end{array}$$

Vérification des conditions de l'RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b = 30 \geq 20 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h = 40 \geq 30 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \quad \rightarrow \quad \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend **(20\*30)** comme section des poutres\_de noyaux .

### II.6 Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armatures incorporées, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, la section transversale des poteaux se calcul d'après la formule suivante :

$$S \geq \frac{Q(\text{charge total})}{\sigma_{\text{béton}}}$$

On peut dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanents et des exploitations à l'état limite ultime (1,35G+1,5Q).

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ (MPa)}.$$

#### II.6.1 Étapes de pré dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité ;
- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d' exploitations revenant à ce poteau ;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions

de **RPA.99 versions 2003** :

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

---

Pour les poteaux rectangulaire (carré) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b ,h)} \geq 30 \text{ (cm).} \\ \text{Min (b ,h)} \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux soumis à la

compression selon la formule suivante :  $N_{ultime} \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$

**Avec :**  $N_u$  : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.

$\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

$\lambda$  : Élancement d'EULER.  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$L_f$  : Longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration.  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de Gravité et Perpendiculaire au Plan de flambement.

$B$  : Surface de la section du béton.

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b=1,50$ ) ..... situation durable.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s=1,15$ ) ..... situation durable.

$f_e$  : Limite élastique de l'acier  $f_e=400$  (MPa).

$f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25$ MPa).

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

---

**As** : Section d'acier comprimée.

**Br** : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle

1(cm) d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \longrightarrow \text{si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \longrightarrow \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = \frac{f_e}{i} ; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad (\text{section rectangulaire}).$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre :

$$\lambda = 35 \longrightarrow \alpha = 0.708$$

$$\text{Et donc : } Br \geq \frac{N_u}{a \left( \frac{f_c 28}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0.66 N_u$$

### II.7. Les voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

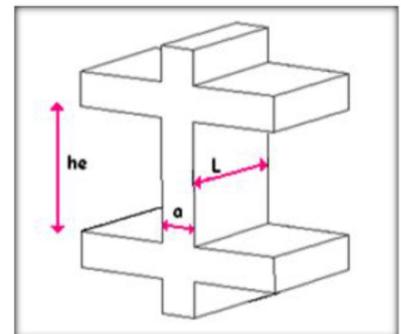
Elle est donnée par les conditions du **RPA99/2003** suivantes :

1)  $e \geq h_e / 25$  pour les voiles simples tel que:

$h_e$  : la hauteur libre d'étage

2)  $e \geq 15\text{cm}$

3)  $L \geq 4.e$  avec  $L$  : la largeur du voile



**Figure II.4** :Représentation d'un Voile.

Dans notre cas :

- hauteur RDC et autres niveaux :  $306 \text{ } 20 = 286\text{cm}$

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

- Pour le RDC et autres niveaux :  $h = 286\text{cm} \rightarrow e \geq \frac{286}{25} \rightarrow e = 11.44\text{ cm}$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de :  $e = 20\text{ cm}$ .

### II.08. Evaluation des charges et des surcharges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont évaluées selon le DTR.

#### I -Les charges permanentes G :

##### 01-Plancher terrasse (inaccessible):

**Tableau II.1** : Evaluation des charges de plancher terrasse (inaccessible)

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de Protection	0.05	20	01
2	Étanchéité multicouche	0.05	/	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Béton de pente	0.1	22	2.20
5	Plancher (16+4)	0.2	/	2.80
6	Enduit en plâtre/ en ciment	0.022	10	0.22
				<b>G<sub>T</sub> = 6.50</b>

##### 02- Plancher courant à corps creux :

**Tableau II.2.** Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Cloison en briques creuses	0.1	09	0.90
5	Plancher (16+4)	0.2	/	2.80
6	Enduit en en ciment	0.02	18	0.36
				<b>G<sub>T</sub> = 5.22</b>

##### 03-plancher courante dalle pleine :

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

**Tableau II.3 :** Charge permanents de la dalle pleine.

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Cloison en briques creuses	0.1	09	0.90
5	Dalle pleine	0.15	18	2.70
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
				<b>G<sub>T</sub>=5.12</b>

### 04 -Maçonnerie :

#### 04.1- Murs extérieur :

**Tableau II.4 :** Charge permanents des murs extérieurs.

Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur en ciment	0.015	18	0.27
Brique creuse	0.15	09	01.35
Sable de fin	0.10	09	0.90
Enduit intérieur en plâtre	0.02	18	0.36
			<b>G<sub>T</sub>= 2.80</b>

#### 05.2- Murs intérieur :

Tableau II.5: Charge permanents des murs intérieur.

Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
brique creuse	0.10	09	0.90
Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
			<b>GT= 1.26</b>

### II - les surcharges d'exploitation Q :

Les surcharges d'exploitation son donnée par le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible : Q = 1 (KN/m<sup>2</sup>).
- Plancher étage courant à usage d'habitation : Q = (1.5 KN/m<sup>2</sup>).
- Plancher RDC : Q = (3.5 KN/m<sup>2</sup>).

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

- Plancher sous-sol :  $Q = (3.5 \text{ KN/m}^2)$ .
- Escalier :  $Q = (2.5 \text{ KN/m}^2)$ .
- Balcons :  $Q = (3.5 \text{ KN/m}^2)$ .
- Acrotère :  $Q = (1 \text{ KN/m}^2)$ .

### II.09 - Descente de charges :

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance.
- 2- Critère de stabilité de forme (flambement).
- 3- Conditions de RPA.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

### II.11 Surface d'influence du poteau :

#### II.11.1 Le poteau central :

Surface reprise : Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage;

$$S = 18.72 \text{ cm}^2$$

#### 11.1.1 Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse :  $G_t = 6.50 \text{ (KN/m}^2)$ .
- Plancher étage courant et RDC :  $G_t = 5,22 \text{ (KN/m}^2)$ .
- Plancher sous-sol :  $G_t = 4.32 \text{ (KN/m}^2)$ .

#### 11.1.2 Poids revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse :  $P = 6.50 \times 18.72 = 121.68 \text{ (KN)}$ .
- Plancher étage courant et RDC :  $P = 5,22 \times 18.72 = 97.71 \text{ (KN)}$ .
- Plancher sous-sol :  $P = 4.32 \times 18.72 = 80.87 \text{ (KN)}$ .

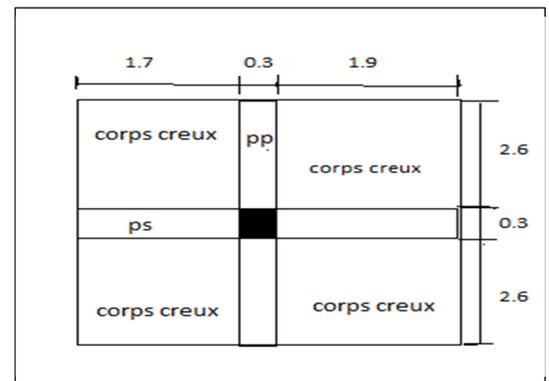


Figure II-5 : Surface du poteau central le plus sollicité

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

### 11.1.3 Poids propre revenant à chaque poutre :

$$\left[ \begin{array}{l} L_{ps} = 1.9 + 1.7 = 3.6\text{m} \\ L_{pp} = 2.6 + 2.6 = 5.2\text{m} \end{array} \right. \rightarrow \left[ \begin{array}{l} G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.35 * 3.6 = 9.45 \text{ (KN)} \\ G_{pp} = 25 * 0.30 * 0.45 * 5.2 = 17.55 \text{ (KN)} \end{array} \right. \rightarrow \left. \begin{array}{l} G_{p \text{ total}} = 27 \text{ (KN)}. \end{array} \right.$$

### 11.1.4 Surcharge d'exploitation revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse :  $Q_0 = 1,00 \times 18.72 = 18.72 \text{ (KN)}$ .
- Plancher étage courant :  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{10} = 1,50 \times 18.72 = 28.08 \text{ (KN)}$ .
- Plancher RDC est sous-sol :  $Q_{12} = 3,5 \times 18.72 = 65.52 \text{ (KN)}$ .

### 11.1.5 Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, on fixe les dimensions minimales exigée par RPA 99 modifiée 2003, pour tous les poteaux de la structure :

$$\text{(Zone III)} \left\{ \begin{array}{l} a = 30 \text{ (cm)}. \\ b = 30 \text{ (cm)}. \end{array} \right.$$

**Tableau 06** : Dimensions préliminaires des poteaux centre et leur poids propres

Niveau	(b*h)	$G = h * b * \rho_c * \gamma_c$ (KN)
Sous-sol	50*50	$0.5 * 0.5 * 3.6 * 25 = 23.13$
RDC+ étage 1 et 2	50*50	19.13
Etage 3 et 4 et 5	45*45	15.49
Etage 6 et 7 et 8	40*40	12.24
Etage 9 et 10 et 11	35*35	9.37

### 11.1.4 Dégression des surcharges d'exploitation :

#### La loi de dégression :

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2, ..., n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

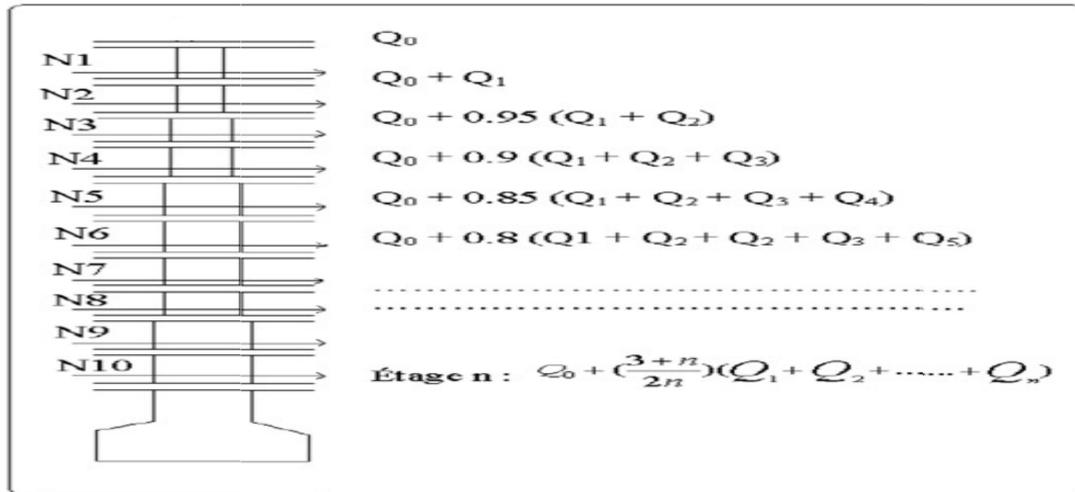
On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- sous la terrasse :  $Q_0$ .
- sous le premier étage à partir du sommet ( $i=1$ ) :  $Q_0 + Q_1$ .
- sous le deuxième étage ( $i=2$ ) :  $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$ .
- sous le troisième étage ( $i=3$ ) :  $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- sous le quatrième étage ( $i=4$ ) :  $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

- Pour n étage ( $n \geq 5$ ) :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$$



**Figure II.10** :Schéma de dégression des surcharges.

**Tableau 07.**Dégression en fonction du nombre d'étage.

Niveau	La loi de dégression (KN/M <sup>2</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
T	NQ0= 1.00	1
11	NQ1=Q0+Q1	2.5
10	NQ2=Q0+0.95(Q1+Q2)	3.85
09	NQ3=Q0+0.90(Q1+Q2+Q3)	5.05
08	NQ4=Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6.10
07	NQ5=Q0+0.80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	7.00
06	NQ6=Q0+0.75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	7.75
05	NQ7=Q0+0.71(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)	8.45
04	NQ8=Q0+0.69(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)	9.52
03	NQ9=Q0+0.67(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)	10.05
02	NQ10=Q0+0.65(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10)	10.75
01	NQ11=Q0+0.64(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10+Q11)	11.56
RDC	NQ12=Q0+0.63(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10+Q11+Qrdc)	13.60
S sol	NQ13=Q0+0.62(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10+Q11+QRDC+QSS)	15.57

**Tableau 08:** Evaluation de la descente de charge de poteau centre

N	Elément	G(KN)	Q(KN)
<b>N1</b>	Plancher terrasse inaccessible	121,68	18,72
	Poutres (pp + Ps)	27	
	Poteau (35*35)	9,37	
<b>TOTAL</b>		158,05	18,72
<b>N2</b>	N1	158,05	28,08
	Plancher étage courant	97.71	
	Poutres (pp + Ps)	27	

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

	Poteau (35*35)	9,37	
	<b>TOTAL</b>	292,13	46,8
<b>N3</b>	N2	290,08	28,08
	Plancher étage courant	97.71	
	Poutres (pp + Ps)	27	
	Poteau (35*35)	9,37	
	<b>TOTAL</b>	426.21	74,88
<b>N4</b>	N3	426.21	28,08
	Plancher étage courant	97.71	
	Poutres (pp + Ps)	27	
	Poteau (40*40)	12,24	
	<b>TOTAL</b>	563.13	102,96
<b>N5</b>	N4	557,75	28,08
	Plancher étage courant	97.71	
	Poutres (pp + Ps)	27	
	Poteau (40*40)	12,24	
	<b>TOTAL</b>	700.11	131,04
<b>N6</b>	N5	700.11	28,08
	Plancher étage courant	97.71	
	Poutres (pp + Ps)	27	
	Poteau (40*40)	12,24	
	<b>TOTAL</b>	837.06	159,12
<b>N7</b>	N6	837.06	28,08
	Plancher étage courant	97.71	
	Poutres (pp + Ps)	27	
	Poteau (45*45)	15,49	
	<b>TOTAL</b>	977.26	187,2
<b>N8</b>	N7	977.26	28,08
	Plancher étage courant	97.71	
	Poutres (pp + Ps)	27	
	Poteau (45*45)	15,49	
	<b>TOTAL</b>	1117,46	215,28
<b>N9</b>	N8	1117.46	28,08
	Plancher étage courant	97.71	
	Poutres (pp + Ps)	27	
	Poteau (45*45)	15,49	
	<b>TOTAL</b>	1257,66	243,36
<b>N10</b>	N9	1257.66	28,08
	Plancher étage courant	97.71	
	Poutres (pp + Ps)	27	
	Poteau (50*50)	19,13	
	<b>TOTAL</b>	1401.50	271,44
<b>N11</b>	N10	1401.50	28,08

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

	Plancher étage courant	97.71	
	Poutres (pp + Ps)	27	
	Poteau (50*50)	19,13	
<b>TOTAL</b>		<b>1545,34</b>	<b>299,52</b>
<b>RDC</b>	N11	1528,17	65,52
	Plancher étage courant	97.71	
	Poutres (pp + Ps)	27	
	Poteau (50*50)	19,13	
<b>TOTAL</b>		<b>1689,18</b>	<b>365,04</b>
<b>SOUS SOL</b>	RDC	1689.18	65,52
	Plancher sous sol	80.87	
	Poutres (pp + Ps)	27	
	Poteau (50*50)	23,15	
<b>TOTAL</b>		<b>1820.20</b>	<b>430,56</b>

D'après le BAEL91(Art B.8.1.1) l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majorée de

10% :  $N_u = 1.1(1.35 * 1820.20 + 1.5 * 430.56) = 3413.42 \text{ KN}$ .

### 12.1.6-Vérification des poteaux

#### a. Vérification à la compression simple

- **Sous-sol :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \qquad \text{Avec: } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

B : section du béton

On a  $B = 0.50 * 0.50 = 0.25 \text{ m}^2$

$$B \geq \frac{3413.42 * 0.001}{14.2} \geq 0.24 \text{ m}^2$$

B adopté =  $0.25 \text{ m}^2 > B$  calculé =  $0.24 \text{ m}^2$  .....vérifiée .

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

**Tableau II.9.** Résultats de la Vérification à la compression simple.

Etages	Nu (KN)	(a*b)cm <sup>2</sup>	Comparaison (B <sup>adop</sup> >= B <sup>calc</sup> )		Observation
			B <sup>adop</sup>	B <sup>calc</sup> (m <sup>2</sup> )	
11	265.59	(35*35)	0.123	0.018	Vérifiée
10	511.59	(35*35)	0.123	0.035	Vérifiée
9	756.03	(35*35)	0.123	0.053	Vérifiée
8	1006.13	(40*40)	0.160	0.070	Vérifiée
7	1255.87	(40*40)	0.160	0.088	Vérifiée
6	1505.58	(40*40)	0.160	0.105	Vérifiée
5	1760.11	(45*45)	0.203	0.123	Vérifiée
4	2014.64	(45*45)	0.203	0.141	Vérifiée
3	2269.16	(45*45)	0.203	0.158	Vérifiée
2	2529.10	(50*50)	0.250	0.176	Vérifiée
1	2789.21	(50*50)	0.250	0.195	Vérifiée
Rdc	3002.64	(50*50)	0.250	0.217	Vérifiée
Sous sol	3413.21	(50*50)	0.250	0.238	Vérifiée

### b. Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$Nu \leq Nu = a * \left[ \frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$$

$a$  : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$a = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50, \quad a = 0.6x \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5,  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15.

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  Avec  $l_f = 0.7 * l_0$  : la longueur de flambement.

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{h * b^3}{12}$$

On prend  $As = 0.9\% * Br$ .

$$Br_{cal} \geq \frac{Nu}{a \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

$$Br = (a-2) * (b-2)$$

Il faut vérifier que :  $Br \geq Br_{real}$

## Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

**Tableau II.10** : Résultats de la vérification au flambement.

Etages	Nu (KN)	i (m)	$\Lambda$	a	$(B_r \geq B_r^{calc})$		Observation
					$B_r (m^2)$	$B_r^{calc} (m^2)$	
11	265.59	0.10	19.30	0.800	0.108	0.015	Vérifiée
10	511.59	0.10	19.30	0.800	0.108	0.028	Vérifiée
9	756.03	0.10	19.30	0.800	0.108	0.043	Vérifiée
8	1006.13	0.12	16.08	0.815	0.144	0.055	Vérifiée
7	1255.87	0.12	16.08	0.815	0.144	0.069	Vérifiée
6	1505.58	0.12	16.08	0.815	0.144	0.083	Vérifiée
5	1760.11	0.13	14.85	0.820	0.185	0.082	Vérifiée
4	2014.64	0.13	14.85	0.820	0.185	0.110	Vérifiée
3	2269.16	0.13	14.85	0.820	0.185	0.124	Vérifiée
2	2529.10	0.14	13.78	0.824	0.230	0.138	Vérifiée
1	2789.21	0.14	13.78	0.824	0.230	0.152	Vérifiée
Rdc	3002.64	0.14	13.78	0.824	0.230	0.170	Vérifiée
Sous sol	3413.21	0.14	17.00	0.816	0.230	0.192	Vérifiée

**Conclusion :**

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : 45\*30 cm<sup>2</sup>

Poutres secondaires : 35\*30cm<sup>2</sup>

Epaisseur des voiles : e = 20 cm

**Poteau de centre :**

Sous-sol et RDC et 1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup> et étage: (50×50) (cm)<sup>2</sup>.

3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et étage : (45×45) (cm)<sup>2</sup>.

6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et étage : (40×40) (cm)<sup>2</sup>.

9<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup>: (35×35) (cm)<sup>2</sup>.

# **Chapitre III :**

# **Calcul des Planchers**

## Chapitre III : Calcul des Planchers

### III.1. Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement 2 fonctions :

- La résistance : ils doivent supporter leurs poids propre et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;
- L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a 1 type du plancher :

- Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = **16 cm**

Epaisseur de la dalle de compression = **4 cm**

### III.2. Calcul des planchers :

Dans notre projet nous rappelons que nous avons deux types de planchers : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

#### III.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- Dalle de compression.

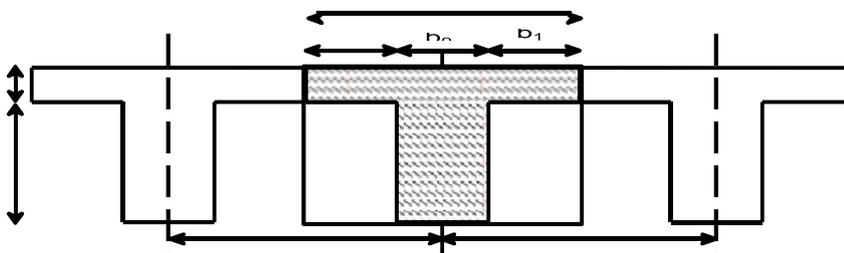
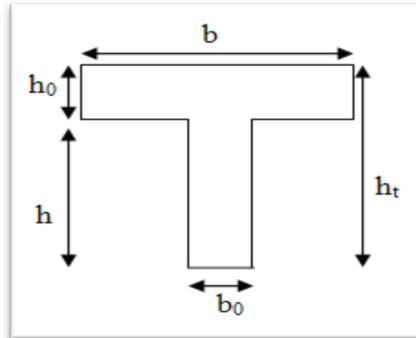


Figure - III .1 :Plancher à corps creux.

#### ❖ Poutrelles :

## Chapitre III : Calcul des Planchers

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au Cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.



**Figure III.2.** Coupe transversale d'une poutrelle.

}	<i>ht</i> :Hauteur de la nervure	$ht=16+4=20cm$
	<i>h0</i> : Hauteur de la dalle de compression	$h0=4cm$
	<i>b0</i> :Largeur de la nervure	$b0=12cm$
	<i>b</i> :Largeur de la poutrelle	$b =65cm$

### 1. Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b = 2b_1 + b_0 \dots\dots\dots(1)$$

Etant donné que :  $L=4.10m$  et  $b =65 cm$

$$b_1 \leq \frac{b-b_0}{2} \quad \min \quad \left[ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 cm \\ b_1 \leq \frac{L}{10} = 38 cm \end{array} \right. \quad \min \quad \left[ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{380}{10} = 38 cm \\ 24cm \leq b_1 \leq 32 cm \end{array} \right.$$

On prend :  $b_1 =26.5 cm$

D'après l'équation (1)  $\longrightarrow$   $b=2(26.5)+12=65 cm$

soit :

**$b=65 cm$**  ,  $b_0 = 12 cm$ ,  $h_0 = 4 cm$ ,  $h_t = 20cm$

### 2. Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire. pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

## Chapitre III : Calcul des Planchers

### Remarque :

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par

La méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente  $G$  du plancher par  $G' = 2/3G$ .

### 3. Différents types de poutrelles :

On distingue trois (3) principaux types illustrés dans le tableau III.1, mais il existe d'autres types généralement isostatiques de petites portées, donc moins sollicités, qui ne sont pas représentés dans le tableau III.1.

**Tableau III.1.** Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique de poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau III.2.

**Tableau III.2.** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application De la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 2	Non Vérifiées	$l_i/l_{i+1} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 1 et 3	Vérifiées	$Q_{max} = 5KN / \min(5KN/m^2; 2G)$ <i>F.P.N</i> $0,8 \leq (l_i/l_{i+1}) \leq 1,25$ <i>l = constant</i>	Méthode forfaitaire

## Chapitre III : Calcul des Planchers

### 4 Etude des poutrelles :

#### 4.1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q ; p_u = q_u \times b. \quad \text{ELS : } q_s = Q + G ; p_s = q_s \times b \quad \text{avec : } b = 0.65\text{m.}$$

Tableau III.3 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles .

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.50	1	10.27	6.67	7.50	4.87
Etage d'habitation	5.22	1.5	9.30	6.05	6.72	4.37

Désignation	G' (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	4.33	1	7.35	7.77	5.33	3.50
Etage d'habitation	3.50	1.5	7	4.55	5	3.25

### Calcul des sollicitations (M, V)

#### ➤ Exemple illustratif (type 1)

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 1 des planchers .

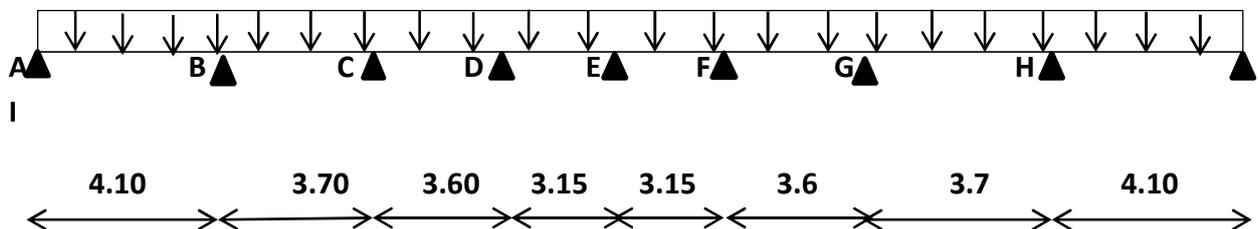


Figure III.4. Schéma statique de poutrelle type 1.

### Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- ✓ La charge d'exploitation  $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$  :

Planchers RDC et 1<sup>ère</sup> 2<sup>ème</sup> au 11<sup>ème</sup> étages :  $G = 5.22 \text{ KN/m}^2$ ,  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

## Chapitre III : Calcul des Planchers

---

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10.44 \text{ KN/m}^2$ ..... **condition vérifiée .**

**Plancher terrasse :  $G = 6.50 \text{ KN/m}^2$ ,  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$**

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 13 \text{ KN/m}^2$ .....**condition vérifiée.**

- ✓ **Poutrelle à inertie constante : ( $I = \text{Cte}$ )** .....**condition vérifiée.**
- ✓ **Fissuration peu préjudiciable.**

Plancher du 1er au 11ème étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Pour le plancher terrasse la fissuration est peu préjudiciable (l'étanchéité)..... **C v.**

$0,8 \leq L_i / L_{n+1} \leq 1,25$ ..... **condition vérifiée.**

Puisque le rapport  $0,8 \leq L_i / L_{n+1} \leq 1,25$  satisfait ; on utilisera la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers.

- **Moment isostatique**

**A l'ELU :** Travée A-B :  $M_0^{AB} = M_0^{HI} = \frac{P_u l^2_{AB}}{8} = \frac{6.05 * 4.10^2}{8} = 12.71 \text{ KN.m}$

Travée B-C :  $M_0^{BC} = M_0^{GH} = \frac{P_u l^2_{BC}}{8} = \frac{6.05 * 3.70^2}{8} = 10.35 \text{ KN.m}$

Travée C-D :  $M_0^{CD} = M_0^{FG} = \frac{P_u l^2_{CD}}{8} = \frac{6.05 * 3.60^2}{8} = 9.80 \text{ KN.m}$

Travée D-E :  $M_0^{DE} = M_0^{AEF} = \frac{P_u l^2_{DE}}{8} = \frac{6.05 * 3.15^2}{8} = 7.50 \text{ KN.m}$

**A l'ELS :**

Travée A-B :  $M_0^{AB} = M_0^{HI} = \frac{P_u l^2_{AB}}{8} = \frac{4.37 * 4.10^2}{8} = 9.18 \text{ KN.m}$

Travée B-C :  $M_0^{AB} = M_0^{GH} = \frac{P_u l^2_{AB}}{8} = \frac{4.37 * 3.70^2}{8} = 7.47 \text{ KN.m}$

Travée C-D :  $M_0^{AB} = M_0^{FG} = \frac{P_u l^2_{AB}}{8} = \frac{4.37 * 3.60^2}{8} = 07.07 \text{ KN.m}$

Travée D-E :  $M_0^{AB} = M_0^{EF} = \frac{P_u l^2_{AB}}{8} = \frac{4.37 * 3.15^2}{8} = 05.42 \text{ KN.m}$

- **Moment en appuis :**
- ❖ **Appuis de rive :  $M_A = M_I = 0$**

## Chapitre III : Calcul des Planchers

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.2 M$ .

$$M_A = M_I = 0.2M_0^{AB} = 0.2 * 12.71 = 2.54 \text{ KN.m}$$

### ❖ Appuis intermédiaires

#### A l'ELU

$$M_B = M_H = 0.5 * \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.5 * 12.71 = 6.35 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_G = 0.4 * \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 0.4 * 10.35 = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_F = 0.4 * \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = 0.4 * 9.80 = 3.92 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 * \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = 0.4 * 7.50 = 3 \text{ KN.m}$$

#### A l'ELS

$$M_B = M_H = 0.5 * \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.5 * 9.18 = 4.59 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_G = 0.4 * \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 0.4 * 7.47 = 2.98 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_F = 0.4 * \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = 0.4 * 7.07 = 2.82 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4 * \max(M_0^{DE}, M_0^{EF}) = 0.4 * 5.42 = 2.16 \text{ KN.m}$$

#### • Moments en travées :

$$a = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.22} = 0.223$$

$$a = 0.223 \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3a = 1.07 \text{ (travée intermédiaire)} \\ 1.2 + 0.3a = 1.26 \text{ (travée de rive)} \end{array} \right.$$

#### Travée intermédiaire:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3a)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3a}{2} = 0.54 \end{array} \right.$$

#### Travée de rive

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3a)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3a}{2} = 0.63 \end{array} \right.$$

#### A l'ELU

#### Travée A-B et H-I :

$$\left\{ M_t \geq 1.07 * 12.71 - \frac{2.54 + 6.35}{2} = 9.15 \text{ KN.m} \right\} \quad M_t = 9.15 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III : Calcul des Planchers

$$M_t \geq 0.63 * 12.71 = 8 \text{ KN.m}$$

Travée B-C et G-H :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.07 * 10.35 - \frac{6.35+4.14}{2} = 5.83 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.54 * 10.35 = 5.60 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_t = 5.83 \text{ KN.m}$$

Travée C-D et F-G :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.07 * 9.8 - \frac{4.14+3.92}{2} = 06.47 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.54 * 9.8 = 05.29 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_t = 06.47 \text{ KN.m}$$

Travée D-E et E-F :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.07 * 07.50 - \frac{5.24+2.1}{2} = 04.54 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.63 * 07.50 = 04.72 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_t = 05.98 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

Travée A-B et H-I :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.07 * 12.71 - \frac{2.54+6.35}{2} = 9.15 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.63 * 12.71 = 8 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_t = 9.15 \text{ KN.m}$$

Travée B-C et G-H :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.07 * 10.35 - \frac{6.35+4.14}{2} = 5.83 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.54 * 10.35 = 5.60 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_t = 5.83 \text{ KN.m}$$

Travée C-D et F-G :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.07 * 9.8 - \frac{4.14+3.92}{2} = 06.47 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.54 * 9.8 = 05.29 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_t = 06.47 \text{ KN.m}$$

Travée D-E et E-F :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.07 * 07.50 - \frac{5.24+2.1}{2} = 04.54 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.63 * 07.50 = 04.72 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_t = 05.98 \text{ KN.m}$$

### ➤ Les efforts tranchants

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \begin{array}{l} T_w : \text{effort tranchant droit} \\ T_e : \text{effort tranchant gauche} \end{array}$$

Travée A-B :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{2.54 - 6.35}{4.10} + 6.05 \frac{4.10}{2} = 11.74 \text{ KN} \\ T_B = \frac{2.54 - 6.35}{4.10} - 6.05 \frac{4.10}{2} = -13.33 \text{ KN} \end{array} \right.$$

## Chapitre III : Calcul des Planchers

**Travée B-C :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{6.35-4.14}{3.70} + 6.05 \frac{3.70}{2} = 111.79 \text{ KN} \\ T_C = \frac{6.3 - 4.14}{3.70} - 6.05 \frac{3.70}{2} = -10.59 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Travée C-D :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_C = \frac{4.14-3.92}{3.60} + 6.05 \frac{3.60}{2} = 10.95 \text{ KN} \\ T_D = \frac{4.14 - 3.92}{3.60} - 6.05 \frac{3.60}{2} = -10.83 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Travée D-E :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_D = \frac{3.92-3}{3.15} + 6.05 \frac{3.15}{2} = 9.82 \text{ KN} \\ T_E = \frac{3.92 - 3}{3.15} - 6.05 \frac{3.15}{2} = -9.22 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Travée E-F :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_E = \frac{3-3.92}{3.15} + 6.05 \frac{3.15}{2} = 9.22 \text{ KN} \\ T_F = \frac{3 - 3.92}{3.15} - 6.05 \frac{3.15}{2} = -9.82 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Travée F-G :**

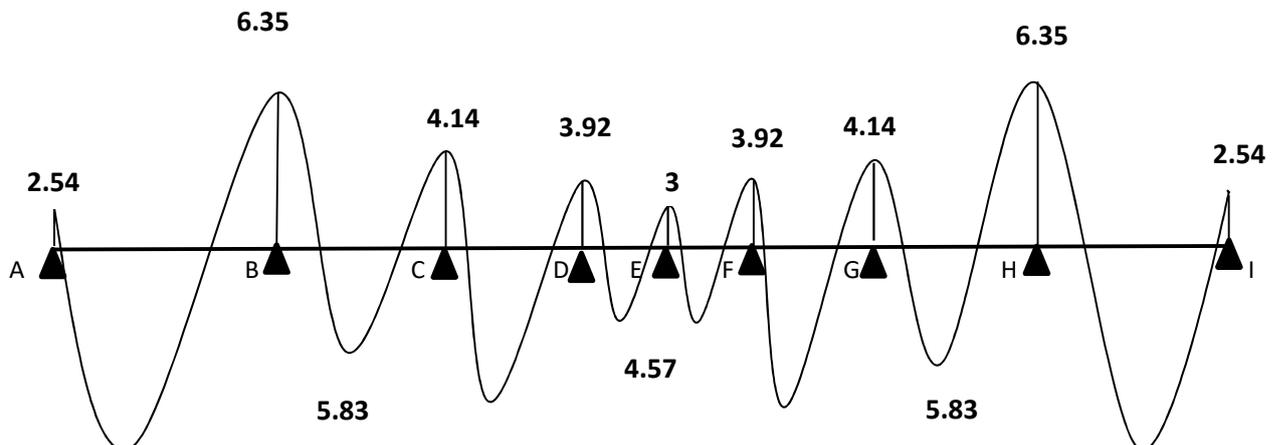
$$\left\{ \begin{array}{l} T_F = \frac{3.92-4.14}{3.60} + 6.05 \frac{3.60}{2} = 10.83 \text{ KN} \\ T_G = \frac{3.92 - 4.14}{3.60} - 6.05 \frac{3.60}{2} = -10.95 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Travée G-H :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_G = \frac{4.14-6.35}{3.70} + 6.05 \frac{3.70}{2} = 10.59 \text{ KN} \\ T_H = \frac{4.14 - 6.35}{3.70} - 6.05 \frac{3.70}{2} = -11.79 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Travée H-I :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_H = \frac{6.35-2.54}{4.10} + 6.05 \frac{4.10}{2} = 13.33 \text{ KN} \\ T_I = \frac{6.35 - 2.54}{4.10} - 6.05 \frac{4.10}{2} = -11.47 \text{ KN} \end{array} \right.$$





## Chapitre III : Calcul des Planchers

A'ELS :

$$M_0^{AB} = \frac{P_u l_{AB}^2}{8} = \frac{3.25 * 1.65^2}{8} = 1.11 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{P_u l_{AB}^2}{8} = \frac{3.25 * 3.70^2}{8} = 5.56 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{P_u l_{AB}^2}{8} = \frac{3.25 * 2.4^2}{8} = 2.34 \text{ KN.m}$$

**2. Moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rive :**

Théoriquement, au niveau des appuis de rives les moments sont nuls ( $M_A = M_C = 0$ ).  
Mais il faut mettre des aciers de fissuration afin de résister à un moment égal à  $-0.15 M_0$   
on travaillera donc avec :  $M_A = M_C = -0.15 M_0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_A = M_D = -0.23 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_A = M_D = -0.17 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Appuis d'intermédiaire :**

$$M_B = \frac{q_g * l_g^3 + q_d * l_d^3}{8.5 * (l_g + l_d)}$$

Avec :  $p_g = p_d = 4.55 \text{ KN/m}$

$l' = 0.8.l$  : travée intermédiaire.

$l' = l$  : travée de rive.

$$\text{ELU: } M_B = -\frac{4.55 * (1.65^3 + 2.96^3)}{8.5 * (1.65 + 2.96)} = -3.53 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.55 * (2.96^3 + 2.4^3)}{8.5 * (2.96 + 2.4)} = -4.00 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_B = -\frac{3.25 * (1.65^3 + 2.96^3)}{8.5 * (1.65 + 2.96)} = -2.52 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{3.25 * (2.96^3 + 2.4^3)}{8.5 * (2.96 + 2.4)} = -2.84 \text{ KN.m}$$

**3. Calcul des moments en travées**

**Travée AB :**

On reprend la totalité de G c'est-à-dire :  $G = 5.22 \text{ KN/m}^2$  au lieu de  $G' = 3.50 \text{ KN/m}^2$   
 $p_u = 6.05 \text{ KN/m}^2$ ,  $p_s = 4.37 \text{ KN/m}^2$ .

## Chapitre III : Calcul des Planchers

$$M_{t(x)} = M_{0(x)} + M_g * \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \left(\frac{x}{l}\right)$$
$$M_{0(x)} = \frac{q_u * x}{2} * (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u * l_i}$$
$$x = \frac{1.65}{2} - \frac{-3.53}{6.05 * 1.65} = 1.18 \text{ m}$$
$$M_{0(x)} = \frac{6.05 * 1.18}{2} * (1.65 - 1.18) = 1.68 \text{ KN.m}$$
$$M_{t(x)} = 1.68 + \left(-3.53 * \frac{1.18}{1.65}\right) = 0.84 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 0.84 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 0.56 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Travée BC :**

$$x = \frac{2.96}{2} - \frac{-3.53 - (-4)}{6.05 * 2.96} = 1.45 \text{ m}$$
$$M_{0(x)} = \frac{6.05 * 1.45}{2} * (2.96 - 1.45) = 6.62 \text{ KN.m}$$
$$M_{t(x)} = 6.62 + \left(-3.53 * \frac{1.45}{2.96}\right) = 4.50 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 4.50 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 3.53 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Travée CD :**

$$x = \frac{2.4}{2} - \frac{-4}{6.05 * 2.4} = 1.48 \text{ m}$$
$$M_{0(x)} = \frac{6.05 * 1.48}{2} * (2.4 - 1.48) = 4.11 \text{ KN.m}$$
$$M_{t(x)} = 4.11 + \left(-4 * \frac{1.48}{2.4}\right) = 1.64 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1.64 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 0.94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V = \frac{q_u * l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

**Travée AB :**

## Chapitre III : Calcul des Planchers

$$V_A = \frac{6.05 * 1.65}{2} + \frac{-3.53 - 0}{1.65} = 3.22 \text{KN.m}$$

$$V_B = -\frac{6.05 * 1.65}{2} + \frac{-3.53 - 0}{1.65} = -7.02 \text{KN.m}$$

**Travée BC :**

$$V_B = \frac{6.05 * 2.96}{2} + \frac{-4}{2.96} = 7.60 \text{KN.m}$$

$$V_C = -\frac{6.05 * 2.96}{2} + \frac{-4}{2.96} = -10.30 \text{KN.m}$$

**Travée CD :**

$$V_C = \frac{6.05 * 2.4}{2} + \frac{-4}{2.4} = 6 \text{KN.m}$$

$$V_D = -\frac{6.05 * 2.4}{2} + \frac{-4}{2.4} = -8.92 \text{KN.m}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés dans le tableau III

**Tableau III.5.** Les sollicitations des types de la poutrelle

Types	Plancher	ELU			ELS			Vu (KN)	
		Pu (KN/m)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Ps (KN/m)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)		
T1	étage Habitation	6.05	9.15	6.35	4.37	6.30	4.59	13.33	
	Terrace	6.67	9.82	7.01	4.87	7.15	5.12	14.7	
T2	AB	étage Habitation	6.05	0.84	3.53	4.37	0.56	2.52	7.02
		Terrace	6.67	3.73	6.03	4.87	0.52	2.71	9.16
	BC	étage Habitation	6.05	4.50	4	4.37	3.53	2.84	10.30
		Terrace	6.67	2.75	6.78	4.87	3.47	3.05	12.16
	CD	étage Habitation	6.05	1.64	4	4.37	0.94	2.84	8.92
		Terrace	6.67	2.15	6.78	4.87	1.48	3.05	10.83

## Chapitre III : Calcul des Planchers

T3		étage	6.05	9.45	6.35	4.37	6.61	5	27.15
		Habitation							
		Terrace	6.67	10.43	7.02	4.87	7.65	5.15	30

### ✓ Ferrailage des poutrelles

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

$$\left( \begin{array}{l} \mathbf{A L'ELU:} \\ M_t^{max} = 9.45KN.m \\ M_a^{max} = -6.35KN.m \\ M_a^{rive} = -2.54 KN.m \\ V_{max} = 27.15 KN \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \mathbf{A L'ELS:} \\ M_t^{max} = 6.61KN.m \\ M_a^{max} = -5KN.m \\ M_a^{rive} = -1.84KN.m \end{array} \right)$$

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle de plancher terrasse qui est sollicitée par :

$$\left( \begin{array}{l} \mathbf{A L'ELU:} \\ M_t^{max} = 10.43KN.m \\ M_a^{max} = -7.02KN.m \\ M_a^{rive} = -2.8 KN.m \\ V_{max} = 30 KN \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \mathbf{A L'ELS:} \\ M_t^{max} = 7.65KN.m \\ M_a^{max} = -5.15KN.m \\ M_a^{rive} = -2.04KN.m \end{array} \right)$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$\mathbf{b=65cm} \quad ; \quad \mathbf{b_0=12cm}; \quad \mathbf{h=16cm}; \quad \mathbf{h_0=4cm} \quad ; \quad \mathbf{h_t=20cm}.$$

✓ **Calcul à l'ELU** : Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

### ❖ Exemple « plancher à étage d'habitation »

#### a) Armature longitudinales

**Ferrailage en travée** : Calcul de  $M_{tu}$ :

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 * 0.04 * \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) * 10^3 = 58.88KN.m$$

$M_{tu} > M_t^{max} = 10.43KN.m \rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b*h$ .

**Calcul des armatures :**

## Chapitre III : Calcul des Planchers

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{9.45 * 10^{-3}}{14.2 * (0.18)^2 * 0.65} = 0.032 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A_s' = 0$$

Calcul de A :  $A_t = \frac{M_t}{Z * f_{st}}$  avec :  $f_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.040$$

$$Z = d(1 - 0.4 * a) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{9.45 * 10^{-3}}{0.177 * 348} = 1.53 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 65 * 18 * 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ cal}} = 1.53 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Le choix : **2T12+1Ø10=3.05 cm<sup>2</sup>**

**b) Ferrailage en appui :**

• **Appuis intermédiaire :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b_0} = \frac{6.35 * 10^{-3}}{14.2 * (0.18)^2 * 0.12} = 0.115 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A_s' = 0$$

Calcul de A :  $A_t = \frac{M_t}{Z * f_{st}}$  avec :  $f_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.022$$

$$Z = d(1 - 0.4 * a) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{6.35 * 10^{-3}}{0.178 * 348} = 1.03 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 12 * 18 * 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ cal}} = 1.03 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Le choix : **3T10=2.36 cm<sup>2</sup>**

• **Appuis de rive :**

## Chapitre III : Calcul des Planchers

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b_0} = \frac{2.54 * 10^{-3}}{14.2 * (0.18)^2 * 0.12} = 0.046 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A_s' = 0$$

Calcul de A :  $A_t = \frac{M_t}{Z * f_{st}}$  avec :  $f_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.060$$

$$Z = d(1 - 0.4 * a) = 0.176m$$

$$A_t = \frac{2.54 * 10^{-3}}{0.176 * 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 12 * 18 * 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ cal}} = 0.42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Le choix : **1T10=0.79 cm<sup>2</sup>**

• **Vérification à l'ELU**

a. **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = 27.15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d} = \frac{27.15 * 10^{-3}}{0.12 * 0.18} = 1.25 \text{ MPA}$$

$$FPN \rightarrow \bar{\tau}_u = \min[0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPA}] = 3.25 \text{ MPA}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  C'est vérifié, donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{l \text{ min}}; \frac{h}{35}; \frac{10}{10}\right) \quad \text{BAEL91}$$

$$\phi_t \leq \min\left(8; \frac{20}{35}; \frac{10}{10}\right) = 0.57 \text{ cm}^2$$

Le choix :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On choisi un étrier avec  $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

**Espacement :**

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 18 \text{ cm} \\ \frac{A_t * f_e}{b_0 * 0.4} = \frac{0.57 * 400}{10 * 0.4} = 57 \text{ cm} \\ \frac{A_t * 0.8 f_e (\sin a + \cos a)}{b_0 (\tau_u - 0.3 K * f_{t28})} = 20.27 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93}$$

Avec :

$K = 1$  (fissuration non préjudiciable)

$f_{ij} = \min(2,1; 3,3 \text{ MPA}) = 2,1 \text{ MPA}$

$a = 90^\circ \longrightarrow \sin a + \cos a = 1$

$f_e = 400 \text{ MPA}$  ;  $\gamma_s = 1,15$

### Vérification des armatures longitudinales

- Appuis de rives

$$A_L \geq \frac{\gamma_s * V_u}{f_e} = \frac{1,15 * 27,15 * 10^{-3}}{400} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Avec ;  $A_L = A_{\text{travées}} + A_{\text{appuis}}$

$A_L = 2T12 + 4T10 = 5,4 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

- Appuis intermédiaires

$$V_u = 27,15 \text{ KN} ; F_c = \frac{M_u}{0,9d} = \frac{-10,43}{0,9 * 0,18} = -64,38 \text{ KN}$$

On a  $|F_c| \geq |V_u| \rightarrow V_u + F_c = 27,15 - 64,38 = -37,23 < 0$

Les  $A_L^{\text{inf}}$  ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Vérification de la jonction table-nervure

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u b_1}{0,9 * d * b * h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_1}{2} = 0,265 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{27,15 * 10^{-3} * 0,265}{0,9 * 0,18 * 0,65 * 0,04} = 1,71 \text{ MPA}$$

$\rightarrow \bar{\tau}_u = \min[0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPA}] = 3,25 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}.$

- Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0,267 * a * b_0 * f_{c28} \quad \text{avec : } a = \min(a_1, a_2)$$

$$a_1 = 0,9 * d = 18 \text{ cm}$$

$$a_2 = l_a - 2 * c = 30 - 4 = 26 \text{ cm} \quad \text{avec } l_a: \text{ largeur de l'appui.}$$

$V_u = 27,15 \text{ KN} \leq 0,276 * 0,18 * 0,12 * 25 = 0,149 \text{ KN}$ ; condition vérifiée

- Vérification à l'ELS

a. État limite d'ouverture des fissures

BAEL 91

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

b. État limite de compression du béton :

## Chapitre III : Calcul des Planchers

---

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y$$

- En travée :

- Position de l'axe neutre (y)

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 * 4^2}{2} - 15 * 3.05(18 - 4) = -120.5cm^3$$

$H \leq 0 \rightarrow$  l'axe neutre est dans la nervure.

$$\rightarrow \frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(dA + dA') = 0$$

$$\rightarrow 0.32y^2 + 15(3.05 * 10^{-4} + 0)y - 15(3.05 * 10^{-4} * 0.18) = 0$$

$$y = 0.057 \text{ m} \rightarrow y = 5.70 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15(y - d)^2 \quad A' = 0$$

$$\rightarrow I = \frac{0.65}{3} * 0.057^3 + 15 * 3.05 * 10^{-4}(0.18 - 0.057)^2$$

$$I = 1.0932515 * 10^{-4}m^4$$

- Contrainte

$$\sigma_{bc} = \frac{6.61 * 10^{-3}}{1.0932515 * 10^{-4}} * 0.057$$

$$\sigma_{bc} = 3.45 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- En appuis intermédiaires

- Position de l'axe neutre (y)

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 * 4^2}{2} - 15 * 2.36(18 - 4) = 24.4cm^3$$

$H \geq 0 \rightarrow$  l'axe neutre passe par la table ; d'où calcul d'une section rectangulaire b\*h.

$$\rightarrow \frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(dA + dA') = 0$$

$$\rightarrow 0.32y^2 + 15(2.36 * 10^{-4} + 0)y - 15(2.36 * 10^{-4} * 0.18) = 0$$

$$y = 0.0505 \text{ m} \rightarrow y = 5.05 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15(y - d)^2 \quad A' = 0$$

## Chapitre III : Calcul des Planchers

$$\rightarrow I = \frac{0.65}{2} * 0.0505^3 + 15 * 2.36 * 10^{-4} (0.18 - 0.0505)^2$$

$$I = 1.00451 * 10^{-4} m^4$$

- **Contrainte**

$$\sigma_{bc} = \frac{6.35 * 10^{-3}}{1.004151 * 10^{-4}} 0.0505$$

$$\sigma_{bc} = 3.20 = 15MP \dots \dots \dots \textit{condition vérifiée}$$

**Vérification des contraintes à l'ELS**

- **État limite de compression du béton**

**Tableau III.8.** Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

Plancher	En travée				En appuis				observation
	Mt KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPA	Mt KN.m	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPA	
<b>Etage habitation</b>	<b>9.45</b>	<b>5.70</b>	<b>10932.52</b>	<b>3.45</b>	<b>3.96</b>	<b>5.05</b>	<b>10041.51</b>	<b>2.51</b>	<b>vérifiée</b>
<b>Terrasse Inaccessible</b>	<b>10.43</b>	<b>5.70</b>	<b>10932.52</b>	<b>4.05</b>	<b>5.10</b>	<b>5.05</b>	<b>10041.51</b>	<b>2.58</b>	<b>vérifiée</b>

➤ **État limite de déformation** .....BAEL91 (Article L.VI, 2)

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service.

- **Évaluation de la flèche**

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage d'habitation

## Chapitre III : Calcul des Planchers

---

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{20}{410} = 0.0487 < \frac{1}{16}$  la condition n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche s'impose.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre :

$$f_{adm} = \left( \frac{l}{500} \right) = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en uvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

### - Évaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \cdot G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \cdot G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \cdot (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation

$$q_{jser} = 0.65 \cdot 1.82 = 1.20 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \cdot 5.22 = 3.39 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \cdot (5.22 + 1.5) = 4.37 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \cdot l^2}{8} \quad \rightarrow \quad M_{jser} = \frac{1.20 \cdot 4.10^2}{8} = 2.52 \text{ KN . m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \cdot l^2}{8} \quad \rightarrow \quad M_{gser} = \frac{3.39 \cdot 4.10^2}{8} = 7.12 \text{ KN . m}$$

## Chapitre III : Calcul des Planchers

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} * l^2}{8} \quad \rightarrow \quad M_{pser} = \frac{4.37 * 4.10^2}{8} = 9.18 \text{KN} \cdot \text{m}$$

- Contraintes ( $\sigma_s$ )

$$\sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{gser} * (d-y)}{I} \quad \rightarrow \quad \sigma_{sg} = 160.92 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{jser} * (d-y)}{I} \quad \rightarrow \quad \sigma_{sj} = 56.95 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 * \frac{M_{pser} * (d-y)}{I} \quad \rightarrow \quad \sigma_{sp} = 207.50 \text{Mpa}$$

- Évaluation des flèches

$$F_{ji} = \frac{M_{jser} * L^2}{10. E_i. I f_{ij}}; \quad F_{gi} = \frac{M_{gser} * L^2}{10. E_i. I f_{ig}}; \quad F_{pi} = \frac{M_{pser} * L^2}{10. E_i. I f_{ip}}; \quad F_{gv} = \frac{M_{jser} * L^2}{10. E_v. I f_{gv}}$$

- Propriété de la section

Position de l'axe neutre :

$$Y = 4.68 \text{ cm}.$$

Moment d'inertie :

$$y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + \frac{(b - b_0) h_0^2}{2} + n(dA + dA')}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + n(dA + dA')}$$

$$y_G = \frac{\frac{12 * 20^2}{2} + \frac{(65 - 12) * 4^2}{2} + 15(2.07 * 18)}{12 * 20 + (65 - 12)4 + 15 * 2.07} = 7.00 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} y_G^3 - b_0 \frac{(y_G - h)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15(A'(y_G - d')^2 + 15(y_G - d)^2)$$

$$I_0 = \frac{4}{3} 7^3 - 4 \frac{(7 - 20)^3}{3} - (65 - 4) \frac{(7 - 4)^3}{3} + (15(7 - 18)^2)$$

$I_0 = 1958.33 \text{cm}^4$  (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)).

$$A_s = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.07}{12 * 18} = 0.01$$

## Chapitre III : Calcul des Planchers

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 4.12 \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i = 1.65 \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

✓ Calcul des inerties fictives

Inerties fictives ( $I_f$ )

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}; \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}; \quad I_{f_{ip}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}; \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} \rightarrow \mu_j = 0.16$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} \rightarrow \mu_g = 0.57$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} \rightarrow \mu_p = 0.64$$

Si  $\mu \leq 0 \rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = 1298.50 \text{ cm}^4 \quad I_{f_{ig}} = 643.03 \text{ cm}^4; \quad I_{f_{ip}} = 591.80 \text{ cm}^4; \quad I_{f_{vg}} = 1045.71 \text{ cm}^4$$

• Calcul des flèches

$$F_{ji} = \frac{2.52 * 10^{-3} * 4.10^2}{10 * 32164.2 * 1298.50 * 10^{-8}} = 1.052 * 10^{-2} \text{ m}$$

$$F_{gi} = \frac{7.12 * 10^{-3} * 4.10^2}{10 * 32164.2 * 643.03 * 10^{-8}} = 5.80 * 10^{-2} \text{ m}$$

$$F_{pi} = \frac{9.18 * 10^{-3} * 4.10^2}{10 * 32164.2 * 591.80 * 10^{-8}} = 8.11 * 10^{-2} \text{ m}$$

$$F_{gv} = \frac{9.18 * 10^{-3} * 4.10^2}{10 * 10721.4 * 1045.71 * 10^{-8}} = 13.80 * 10^{-2} \text{ m}$$

• La flèche totale

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (13.80 - 1.052 + 8.11 - 5.80) * 10^{-3} = 15.06 * 10^{-2} \text{ m}$$

## Chapitre III : Calcul des Planchers

$$\Delta f = 0.151\text{cm} < f_{adm} = 0.82\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Type	Travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
<b>Plancher étage courant est Terrasse inaccessible</b>			

❖ **Étude de la dalle de compression**

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 423)**, la dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus, les sections des armatures sont calculées comme suit :

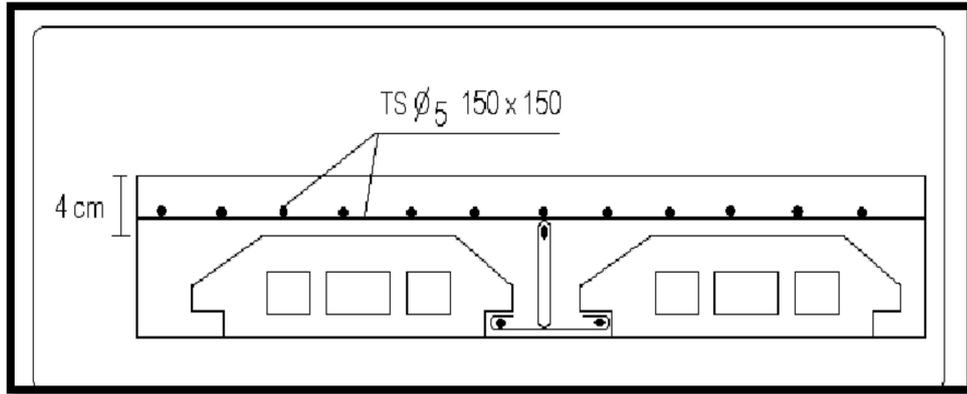
- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot b}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{400} = 0.65\text{cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{f_e} = \frac{0.65}{2} = 0.325\text{ cm}^2/\text{ml}$$

**D'où l'option retenue : un treillis soudé TS 5 150×150**



**Figure III.5.**Schéma de ferrailage de la dalle de compression

**Chapitre IV :**  
**Calcul ferrailages des éléments non**  
**structuraux**

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

---

### IV.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ l'acrotère.
- ✓ Les escaliers.
- ✓ Balcon
- ✓ l'ascenseur.

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **BAEL91** et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/V2003**).

#### *IV.1-L'acrotère :*

##### *IV.1.1-Définition :*

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

##### *IV.1.2-Charges sollicitant l'acrotère :*

###### *1.a- Charge permanent :*

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bonde de 1m de longueur.

$$G=25[(0.5 \times 0.10) + (0.08 \times 0.10) + 0.5(0.02 \times 0.1)] \times 1$$

$$G=1.71 \text{ kN/m}$$

###### *1.b-Charge d'exploitation :*

On prend en considération l'effet de la main courante

$$Q=1 \times 1=1 \text{ kN/ml}$$

##### *IV.1.2.2-Charge aux états limites :*

###### *2. a-E.L.U :*

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

---

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bonde de 1m de longueur.

$$\left\{ \begin{array}{l} N_U = 1.35G = 1.35 \times 1.71 = 2.31 \text{ kN/m} \\ M_U = 1.5Qh = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.97 \text{ kN.m} \\ T_U = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN} \end{array} \right.$$

**2. b-E.L.S :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_S = G = 1.71 \text{ kN/m} \\ M_S = Qh = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m} \\ T_S = Q = 1 = 1 \text{ kN} \end{array} \right.$$

**IV.1.2.3-Enrobage :**

Vu que la fissuration est non préjudiciable, on prend  $C=C'=2\text{cm}$ .

**IV.1.2.4-Excentricité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \\ \frac{e_p}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} < 0.39 \text{ m} \end{array} \right.$$

$e_p$ : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armateurs.

**IV.1.3-Calcul du ferrailage (ELU) :**

**IV.1.3.1-Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_u \left[ e + \frac{h}{2} - c \right] = 2.31 \left[ 0.9 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right] = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} (d-C')N_U - M_U &\leq (0.337h - (0.81C'))f_{bc} \times b \times h \\ (d-C')N_U - M_U &= ((0.09 - 0.02) \times 2.31) - 0.97 = \\ &= -0.80 \text{ kN.m} \\ (0.337h - (0.81C'))f_{bc} \times b \times h &= ((0.337 \times 0.1) - (0.81 \times 0.02))14.2 \times 10^3 \times 1 \times 0.1 \\ &= 24.79 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$-0.8 < 24.79 \text{ kN.m}$ ; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

**VI.1.3.2-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

$$M_U = 0.97 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.97 * 10^3}{100 * 9^2 * 14.2} = 0.0084$$

$$a_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.688 \text{ avec } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E * \delta_{sl}} = \frac{400}{2.10^5 * 1.15} = 1.74$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668(1 - 0.4 * 0.668) = 0.392 > \mu = 0.0084 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0.0084 \rightarrow \beta = 0.996$$

### VI.1.3.3-Calcul de la section d'armatures en :

#### 3.a-Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s * d * \beta} = \frac{0.97 * 10^3}{348 * 0.996 * 9} = 0.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### 3.b-Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100\sigma_s} = 0.31 - \frac{2.31 * 10^3}{100 * 348} = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### VI.1.3.4-Section minimale des armatures en flexion composée pour un rectangle :

#### 4.a-les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1.71 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q * h = 1 * 0.60 = 0.60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 0.60 / 1.71 = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0.9ht = 0.9 * 10 = 9 \text{ ; } = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d * b * f_{t28}}{f_e} * \frac{e_{ser} - 0.45d}{e_{ser} - 0.185d} * 0.23 = \frac{9 * 100 * 2.1}{400} * \frac{35 - 4.05}{35 - 1.65} * 0.23$$
$$= 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-On adopte **5T6p.m**;  $A_s = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; avec un espacement **S<sub>t</sub> = 20 cm**

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

### 4.b-Les armature de répartitions :

$$A_r = A_s / 4 = 1.41 / 4 = 0.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-On adopte :  $A_s = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Soit: **5T6 p.m**

### IV.1.4-Les vérifications :

#### IV.4.1-Vérification des contraintes(E.L.S) :

$$M_{ser} = N_{ser} * \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 1.71 * \left( 0.35 - 0.02 + \frac{0.10}{2} \right) = 0.65 \text{ KN.m}$$

#### Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A_s (d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2} * y^2 + 21.15y - 190.35 = 0 \rightarrow y = 1.75 \text{ cm}$$

#### Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^2 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 1.75^3}{3} + (15 \times 1.41 \times (9 - 1.75)^2) \\ = 1290.34 \text{ cm}^2$$

#### VI.4.2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1290.34} \times 1.75 = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.88 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

#### IV.4.3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\sigma_{st}$ :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) : \text{tion préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration pour

$$\bar{\sigma}_{st} : \min (266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1290.34} \times (9 - 1.75) = 54.78 \text{ MPa}$$

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

---

$\sigma_{st} = 54.78MPa < \overline{\sigma}_{st} = 201.63MPa$  ; Condition vérifiée.

### IV.4.4-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \rightarrow T = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.50kN$$

$$\tau_u = \frac{1.50}{1 \times 0.09} = 16.67kN/m^2 = 0.017MPa$$

$\overline{\tau}_u = \min(0.1fc28; 4MPa) = 2.5MPa$  ;Fissuration non prejudiciable

$\tau_u = 0.017MPa < \overline{\tau}_u = 2.5MPa$ ; Condition vérifiée

### IV.4.5-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le RPA99/V2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivants :

$$Fp=4 \times Cp \times A \times Wp$$

Avec :

**A**: coefficient d'accélération de zone A=0.30

**Cp**: Facteur de force horizontale Cp=0.8

**Wp**: Poids propre de l'acrotère Wp=1.71kN

**Fp**: Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$Fp=4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.71=0.82kN < 1.5Q=1.5 KN$  ;condition vérifiée .

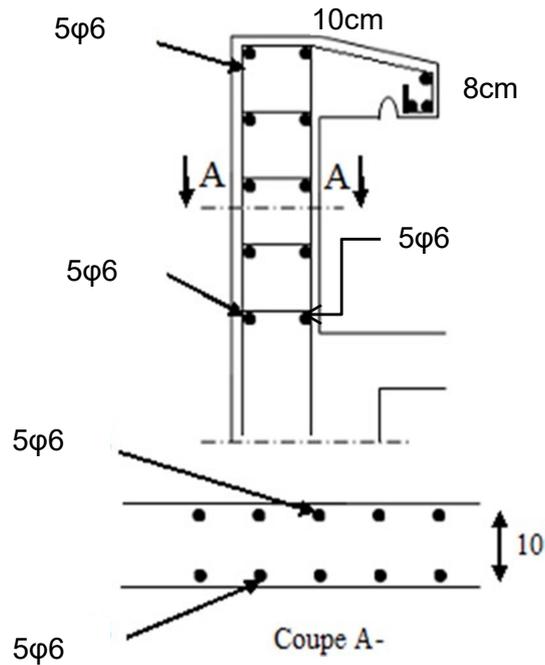


Figure IV.1 : Ferrailage de l'acrotère

### IV. 02 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles sont en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les dimensions caractérisant un escalier sont :

- (1) :  $e$  (Épaisseur du palier de repos).
- (2) :  $L_o$  (projection horizontale de la paillasse).
- (3) :  $g$  (Giron) largeur de la marche.
- (4) :  $h$  (Hauteur de la contre marche).
- (5) :  $H_o$  (Hauteur de la volée).
- (6) :  $a$  (Inclinaison de la paillasse).

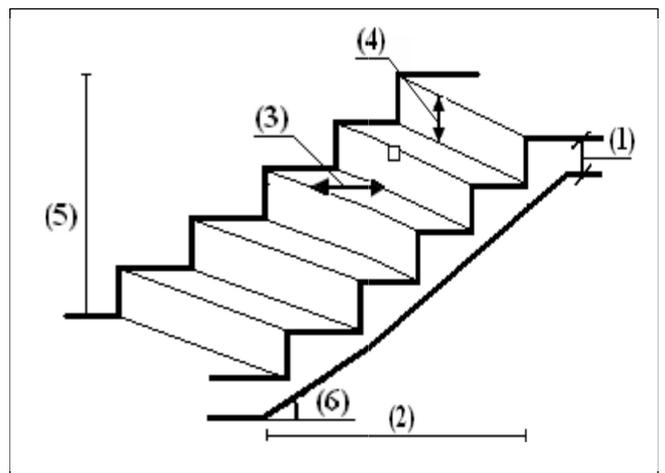


Figure II.2. Schéma de l'escalier

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

### IV.2.1 Dimensionnement :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des conditions suivantes :

- la hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- la largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL:

$$60 \leq g + 2 \cdot h \leq 65$$

$$\text{Ou : } g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H_0}{n}$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} n : \text{nombre de contremarches.} \\ n - 1 : \text{Nombre de marches} \end{array} \right.$

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet : Escalier à deux volées droites

Pour déterminer «  $g$  et  $h$  » on utilise la relation de BLONDEL :

$$60 \leq g + 2 \cdot h \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

D'après le schéma statique du type1 nous avons :

$$H_0 = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm} ; L_0 = 240 \text{ cm.}$$

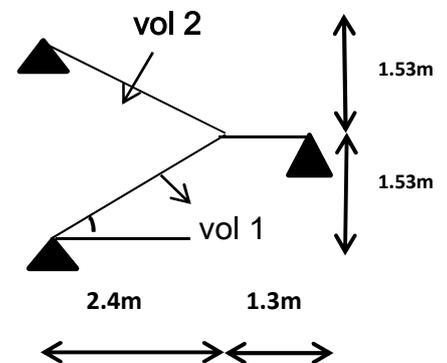
Remplaçant  $g$  et  $h$  dans (1) on trouve :

$$\frac{L_0}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64$$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L) n + 306 = 0$$

$$64 n^2 - 610 n + 306 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

La résolution de (2) nous donne :  $n = 9 ; n - 1 = 8$



**Figure II.03** : Schéma de l'escalier à deux volées.

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

Donc : 
$$\left\{ \begin{array}{l} g = \frac{240}{8} = \mathbf{30cm} \\ h = \frac{153}{9} = \mathbf{17cm} \end{array} \right.$$

60 cm ≤ 64 cm ≤ 65 cm ..... vérifiée

Donc : g = 30 cm ; h = 17 cm

L'épaisseur de la paillasse (e<sub>v</sub>) est donnée par :

Angle a :  $\tan a = \frac{17}{30} = 0.57 \rightarrow a = 29.54^\circ$

$\cos a = 0.87^\circ$

$\rightarrow \frac{L}{30} \leq ev \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos a} \leq ev \leq \frac{L}{20 \cos a}$

$\rightarrow \frac{240}{30 * 0.87} \leq ev \leq \frac{240}{20 * 0.87} \leftrightarrow 9.19cm \leq ev \leq 13.79cm$

On prend : **e<sub>v</sub> = 12 cm**

L'épaisseur de palier (e<sub>p</sub>) est donnée par :

$ep = \frac{ev}{\cos a} = \frac{12}{0.87} = 13.79 \text{ cm}$

On prend : **e<sub>p</sub> = 14 cm**

### IV.2.2- Évaluation des charges et surcharges

**Tableau II.1-** Evaluation des charges sur la volée

N	Désignation des éléments		e (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en Carrelage	Horizontal	0.02	20	0.40
		Vertical	0.02*0.17/0.3	20	0.23
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20	0.40
		Vertical	0.02*0.17/0.3	20	0.23
3	Marche		0.17/2	22	1.87
4	Epaisseur de paillasse		0.2/cos a	25	3.45
5	Enduit de ciment		0.02/cos a	18	0.41
6	Garde de corps		/	/	0.60
					<b>G = 7.60</b>

**Tableau II.2 -** Evaluation des charges de palier

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de Sable	0.03	18	0.36
4	Epaisseur de palier	0.14	25	3.50
6	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
				<b>G<sub>T</sub>=5.30</b>

### IV.2.3 Étude des escaliers

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

#### IV2.3.1.Calcul de l'escalier

##### Pour la volée

##### 1. Les chargements vol 2

On a : - Palier :  $G_p = 5.30 \text{ KN/m}^2$

- Volée :  $G_v = 7.60 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

##### 2. Combinaison de charges

##### Pour la volée

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.01 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 10.10 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

##### Pour le palier

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.91 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 7.8 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A + R_B = 14.01 * 2.4 + 10.91 * 1.3$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 47.81 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \rightarrow \left( 14.01 * 2.4 * \frac{2.4}{2} \right) + (10.91 * 1.3) \left( \frac{1.3}{2} + 2.4 \right) = R_B (2.4 + 1.3)$$

{

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

$$R_A = 22.60 \text{ KN}$$

$$R_B = 25.21 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

• **Effort tranchant**

$$0 \leq x \leq 2.4$$

$$T_Y(x) = 25.21 - 14.01 x$$
$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(0) = 25.21 \text{ KN} \\ T_Y(2.4) = -8.41 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$2.4 \leq x \leq 3.7$$

$$T_Y(x) = 10.10 x - 17.75$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_Y(2.4) = -8.41 \text{ KN} \\ T_Y(3.7) = -22.58 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **Moment fléchissant**

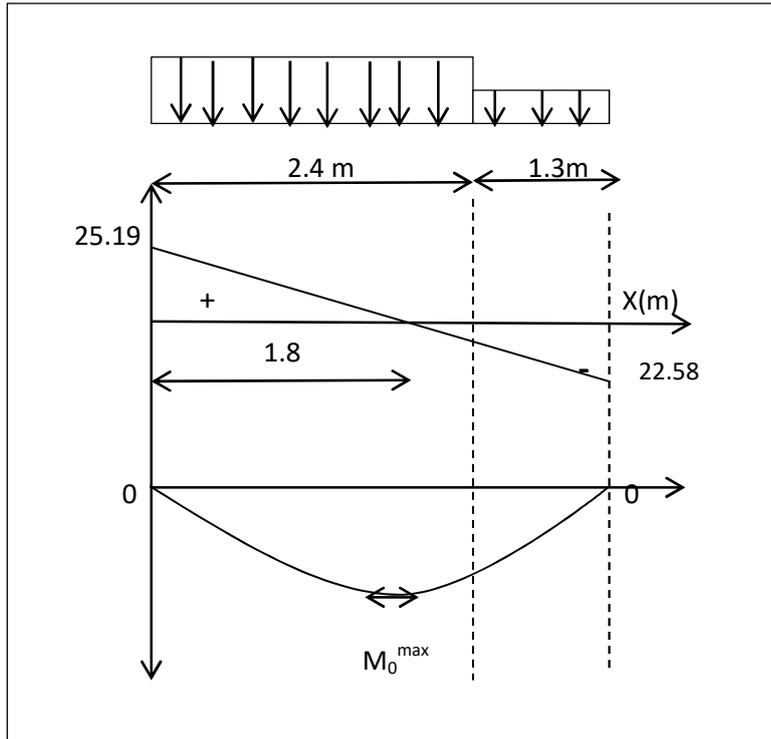
$$0 \leq x \leq 2.4$$

$$M(x) = 25.21 * x - 14.01 * \frac{x^2}{2}$$
$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 20.14 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$2.4 \leq x \leq 3.7$$

$$M(x) = -25.21 * x^2 - 14.01 * x - 8.93$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(2.4) = 20.14 \text{ KN.m} \\ M(3.7) = 8.41 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



**Figure IV.4.** Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

- Le moment max à 'X<sub>0</sub>' tel que

$$T(x_0) = 0 \rightarrow x_0 = 1.8 \text{ m}$$

$$M(x_0) = 22.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 0 \rightarrow \text{Donc on a : } \begin{cases} M^t = 0.75 & M_{max} = 19.26 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{En travée .} \\ M^a = 0.5 & M_{max} = 9.06 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{En appui .} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.1.

**Tableau IV.3.** Calcul des sollicitations dans l'escalier

Etats limites	$M_0$ (KN.m)	$M_a^{\max}$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
<b>ELU</b>	<b>22.66</b>	<b>9.06</b>	<b>19.26</b>	<b>25.19</b>
<b>ELS</b>	<b>16.30</b>	<b>6.52</b>	<b>13.85</b>	<b>18.14</b>

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

### Ferrailage

#### ➤ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{19.26 * 10^{-3}}{14.2 * (10.8)^2 100} = 0.116 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A_s' = 0$$

Calcul de A :  $A_t = \frac{M_t}{Z * f_{st}}$  avec :  $f_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.155$$

$$Z = d(1 - 0.4 * a) = 10.13 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{19.26 * 10^{-3}}{10.13 * 348} = 5.46 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$

#### ➤ En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{9.05 * 10^3}{14.2 * (10.8)^2 100} = 0.054 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A_s' = 0$$

Calcul de A :  $A_t = \frac{M_t}{Z * f_{st}}$  avec :  $f_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.184$$

$$Z = d(1 - 0.4 * a) = 0.100 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{9.05 * 10^3}{10 * 348} = 2.6 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$

On résume les calculs dans le tableau III.2.

**Tableau IV.3** Ferrailage de l'escalier

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	a	Z(cm)	A cal (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> /ml)	A opt (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	19.26	0.116	0.115	10.13	5.46	1.30	5.65	20
En appuis	9.06	0.054	0.184	10	2.6	1.30	3.93	20

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

Selon l'article E. 8. 2. 41 du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à  $\frac{A}{4}$  alors :

➤ En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2, \text{ espace : } \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2, \text{ espace : } \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

**Espacement des barres :**

Armatures longitudinales :  $S_t \min(3 h; 33) \text{ cm } 33 \text{ cm}$ .

Armatures transversales :  $S_t \min(4 h; 45) \text{ cm } 45 \text{ cm}$ .

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.

**Vérification à l'ELU**

➤ - Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 25.19 \text{ KN} \quad \tau_u = \frac{v_u}{b_0 d} = \frac{25.19 * 10^{-3}}{1 * 0.108} = 0.23 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPA}] = 3.25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié, donc Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

➤ On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 * d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( 25.19 * 10^{-3} - \frac{19.26 * 10^{-6}}{0.9 * 10.8} \right) \frac{1.15}{400} = 0.72 \text{ cm}^2 \text{ État limite de}$$

**compression du béton**

**Tableau IV.4** Vérification les contraintes dans l'escalier

## Chapitre IV : Calcul ferrailrages des éléments non structuraux

Localisation	M <sub>ser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	CV Vérifier
En travée	13.85	5951	3.4	7.91	15	
En appuis	6.52	44865	3	4.35	15	

· Vérification de l'état limite de déformation :

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{370} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.047 > \frac{M_t}{10 * M_0} \rightarrow 0.047 > \frac{13.85}{10 * 22.66} = 0.06$$

$$\frac{A_s}{b * d} = 0.52 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, la flèche doit donc être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

**Tableau IV.6** Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier

L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
3.7	5.65	9.75	12.98	17.26	5951	14400
Y (cm)	If <sub>ji</sub> (cm <sup>4</sup> )	If <sub>gi</sub> (cm <sup>4</sup> )	If <sub>pi</sub> (cm <sup>4</sup> )	If <sub>gv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
3.4	8703.3	6481.17	5439.56	4388.29	3.8	7.4

Δf < f<sub>adm</sub> Donc la flèche est vérifiée.

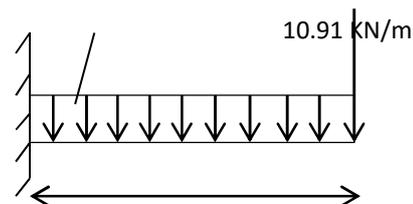
### 3.2. Le palier intermédiaire

**Dalle sur un seul appui (une console)**

L<sub>x</sub>=1.3m ; L<sub>y</sub>=3.15m

P=G<sub>mur</sub> x 1.53=2.8x1.53=4.28KN (la charge concentrée)

P=1.35x4.04=5.77KN.



**Figure IV.5.**Schéma statique

de palier intermédiaire.

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

### 2. Les sollicitations

$$M_u = \frac{p_u * l^2}{2} + p_u * l = \frac{10.91 * 1.3^2}{2} + 5.77 * 1.3 = 16.71 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u * l + P = 10.91 * 1.3 + 5.77 = 19.95 \text{ KN}$$

### 3. Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

B=100 cm; h=14cm; d=12.6cm;  $f_{bu}=14.2 \text{ Mpa}$ .

**Tableau VI.7.**Le ferrailage du palier intermédiaire.

Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	a	Z(cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>opt</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
16.71	0.075	0.097	12.11	4	1.52	5T10=3.93	20

### Armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{3.39}{3} = 1.3 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On choisit : } 4\emptyset 8 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{St min (3e; 33) cm} \longrightarrow \text{St}=25 \text{ cm}$$

### 4. Vérification à l'ELU

#### - L'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{19.95 * 10^{-3}}{1000 * 12.6} = 0.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0.05 * 25 = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV}$$

### 5. Vérification à l'ELS

#### La contrainte dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} * y \quad P_s = G+Q = 7.8 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{p_s * l^2}{2} + p_s * l = \frac{7.8 * (1.3)^2}{2} + 7.8 * 1.3 = 16.73 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) \rightarrow y = 3.58 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 6115.28 \text{ cm}^2$$

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

$$\sigma_b = 9.8 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV.}$$

### La contrainte dans l'acier

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; (240; 110 \sqrt{\eta \times f_y}) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 349.9 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_s} ; \text{ avec } \alpha = \sqrt{90 \beta x \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.39, \alpha \in [0,1] ; \beta = \frac{M_{ser}}{b x d^2 x \bar{\sigma}_s} = 3.36 \times 10^{-3}$$

$$A_{st} = 7.56 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est :  $A_{st} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$

### Armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{6.79}{3} = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On choisit : } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{St min (3e; 33) cm} \longrightarrow \text{St} = 25 \text{ cm}$$

### État limite de déformation

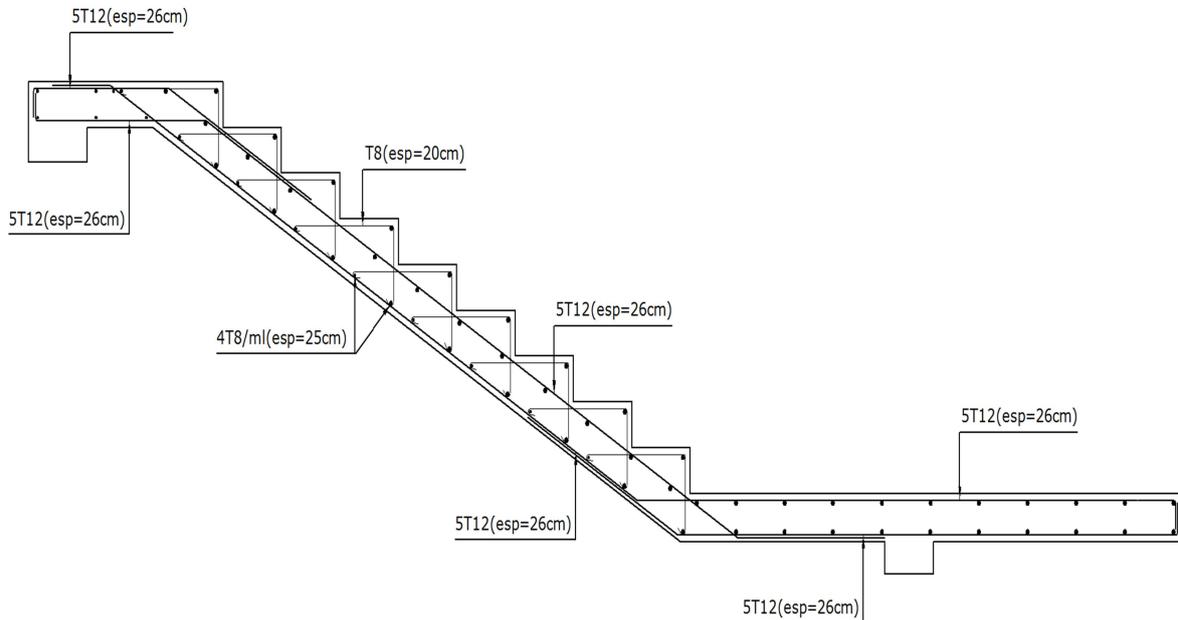
$$\frac{h}{l} = \frac{14}{130} = 0.107 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.107 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.05$$

$$\frac{A_s}{b * d} = 0.0024 < \frac{2}{400} = 0.005$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche.

### 6. Le schéma de ferrailage.



**Figure IV.6.** Schéma de ferrailage de l'escalier.

### IV.3.3. Étude de la poutre palière

#### IV.1. Dimensionnement :

- Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$L_{\max}$  : la longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$h_t$  : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 3,15 \text{ m.} \Rightarrow \frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10} \Rightarrow 21 \leq h_t \leq 31,5 \text{ cm.}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art.7.5.1), on prend  $h_t = 30 \text{ cm.}$

- Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'où : } 12 \leq b \leq 21 \text{ cm.}$$

D'après les exigences du RPA, on prend  $b = 30 \text{ cm.}$

Donc la poutre palière a pour dimensions :  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

### a) Détermination des charges :

Poids propre de la poutre :  $G = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$ .

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B (Figure III.22).

ELU:  $R_B = 24.97 \text{ KN/ml}$

ELS:  $R_B = 18.14 \text{ KN/ml}$

$P = 1.35 G + R_B = P_u = 28 \text{ KN/m}$

$M_t = 11.57 \text{ KN.m}$

$M_a = -23.15 \text{ KN.m}$

$V_u = 44.1 \text{ KN}$

**Tableau IV.8:** Ferrailage de la poutre palière.

Position	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$a$	Z(cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
En travée	11.57	0.073	0.074	26.49	1.25	0.97	20
En appuis	23.15	0.074	0.096	25.26	2.56	0.97	20

### Vérification de l'effort tranchant :(Art.A.5.1,211/BAEL91)

On doit avoir :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = 0,54 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement :(Art.A.6.1,3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{44,1 \times 10}{0,9 \times 31,5 \times 18,84} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

**d) Encrage des barres :**(Art.A.6.1,21/BAEL91)

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit :(Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Vu que 'ls' est grande alors les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

**e) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :**

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 30 \times 31,5 \times 10^{-1}}{1,5} = 567 \text{ KN.}$$

$$T_u^{\max} = 44.1 \text{ KN} < \bar{T}_u = 567 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Les armatures transversales :** (Art.A.4.2.3/BAEL91)

-Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = \min \{10; 30; 12\} = 8,57 \text{ mm.}$$

On choisit un diamètre de (8mm).

Donc on adopte  $\rightarrow$  (cadre + létrier) de 2HA8 = 1,01 cm<sup>2</sup>

- l'espacement des barres doit être :  $St \leq \min \{15\phi_p; 40\text{cm}; b + 10\} = \min \{18; 40; 45\} = 18 \text{ cm.}$

- En zone nodale :  $St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_p \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,2 \right\} = 8,75 \text{ cm.}$  (Art.7.5.2.2/R.P.A.2003)

- En zone courante (travée) :  $St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm.}$

- le R.P.A. modifié 2003 exige que la quantité minimale d'armatures transversales est de:  
 $At = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 8,75 \times 30 = 0,79 \text{ cm}^2 < 1,01 \text{ cm}^2$

### III.4.2.5. Vérifications à l'E.L.S :

**Tableau IV.9 : vérification les contraintes**

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	CV
En travée	8.42	20396.4	1.02	0.41	15	Vérifier
En appuis	16.85	20396.4	1.02	0.8	15	

Etat limite de déformation

## Chapitre IV : Calcul ferrailrages des éléments non structuraux

$$\frac{h}{l} = 0.09 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.09 < \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.01$$

$$\frac{A_s}{b * d} = 0.002 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche, les résultats de calcul sont mentionnés dans le tableau III.23.

Tableau IV.10: vérification la flèche

L (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )
3.15	6.79	1.4	1.97	2.9	20396.4	67500
Y (cm)	If <sub>ji</sub> (cm <sup>4</sup> )	If <sub>gi</sub> (cm <sup>4</sup> )	If <sub>pi</sub> (cm <sup>4</sup> )	If <sub>gv</sub> (cm <sup>4</sup> )	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)
1.02	27469.47	25341.29	23798.04	41949.15	0.41	6.3

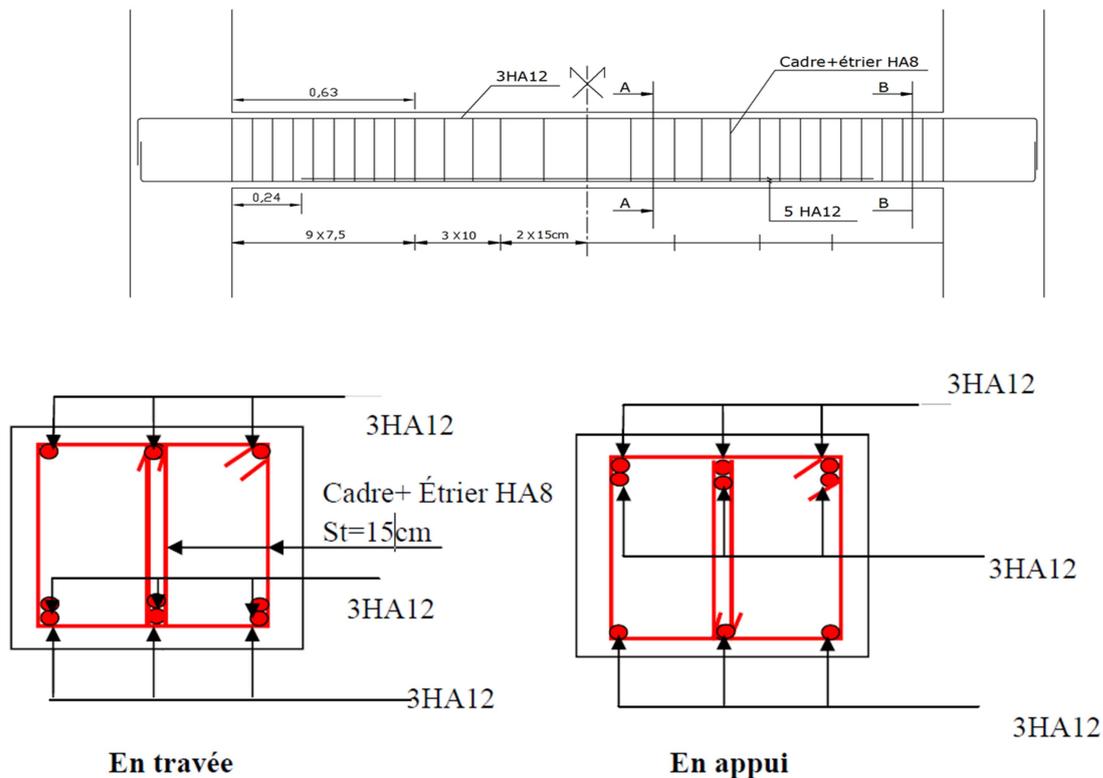


Figure IV.7. Schéma de ferraillage de la poutre palière.

### IV.3. Balcons

Une installation est dite en balcon lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui est elle-même au-dessus du vide, c'est-à-dire sans support immédiat en dessous de l'élément en « porte-à-faux ». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l'ensemble de l'installation n'est pas à l'aplomb de son point d'appui.

#### IV.3.1. Balcon étages courants :

##### IV.3.1.1. Etude des charges et des sollicitations

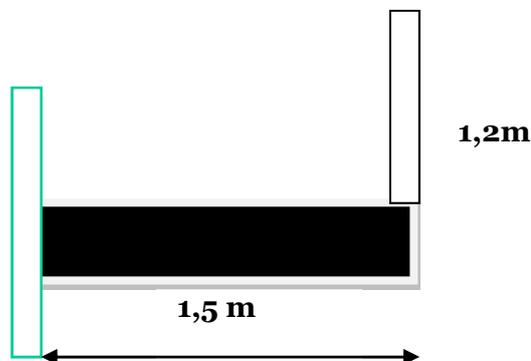


Figure IV.8. Balcon (étage courant)

##### IV.3.1.2. Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,12) + (1,5 \times 3,50) = 12,48 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_u = 12,48 \times 1 \text{ m} = 12,48 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,36 + 3,50 = 8,86 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_{ser} = 8,86 \times 1 \text{ m} = 8,86 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

##### \*- Poids propre du mur :

Le porte à faux supporte la charge d'un mur en brique à double cloison de 1,2 m de hauteur.

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = (0,9 \times 2) \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 2,16 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } P_{u \text{ mur}} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 2,16 = 2,92 \text{ kN}$$

##### \*- Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :(couche de 1.5cm) :

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = (0,15 + 0,27) \times 1,20 \times 1 \text{ m} = 0,50 \text{ kN}$$

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

D'où :  $P_{u\text{ enduit}} = 1,35P_{\text{enduit}} = 1,35 \times 0,50 = 0,68 \text{ kN}$

\*- Charges totales :

$$P_u = P_{u\text{ mur}} + P_{u\text{ enduit}} = 2,92 + 0,68 = 3,60 \text{ kN}$$

$$P_{\text{ser}} = P_{\text{mur}} + P_{\text{enduit}} = 2,16 + 0,50 = 2,66 \text{ kN}$$

### IV.3.1.3. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{\text{max}} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,48 \times 1,08^2}{2}\right) - (3,60 \times 1,08) = -11,16 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{max}} = Q_u l + P_u = (12,48 \times 1,08) + 3,60 = 17,07 \text{ kN}$$

### IV.3.1.4. Ferrailage

$$d = 0,9h = 0,9 \times 16 = 14,40 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{17,07 \times 10^3}{100 \times 14,40^2 \times 14,17} = 0,058 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et  $\beta = 0,970$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,07 \times 10^3}{0,970 \times 14,40 \times 348} = 3,51 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T10 et  $A_{\text{adpt}} = 4,71 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 17 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{\text{adpt}}}{4} = 1,17 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{\text{adpt}} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8, l'espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

### IV.3.1.5. Vérifications

#### IV.3.1.5.1. Condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 14,40 \times 2,10}{400} = 1,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\text{adpt}} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,73 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

#### IV.3.1.5.2. Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17,07 \times 10}{100 \times 14,40} = 0,11 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

1)  $\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires,

#### IV.3.1.5.3. Contraintes d'adhérence

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{17,07 \times 10^3}{0,9 \times 14,40 \times 4 \times 5,03 \times 10^2} = 0,65 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendues ;

$$0,08 \times 2 \times \pi = 0,50 = 5,03 \times 10^2$$

$\mu = 5,03 \text{ cm}$ ; tirée du tableau

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\psi_s = 1 \rightarrow$  Pour les aciers lisses

$\psi_s = 1,5 \rightarrow$  Pour les aciers HA

$\tau_{se} = 0,58 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,86 \times 1,08^2}{2} - (2,66 \times 1,08) = -8,03 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 70,65y - 1017,36 = 0 \rightarrow y = 3,85 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,85^3}{3} + ((15 \times 4,71)(14,40 - 3,85)^2) = 9765,74 \text{ cm}^4$$

### IV.3.1.5.4. Détermination de contrainte dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{8,03 \times 10^3}{9765,74} \times 3,85 = 3,16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 3,16 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

### IV.3.1.5.5. Détermination des contraintes dans l'acier tendue $\sigma_{st}$

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{8,03 \times 10^3}{9765,74} \times (14,40 - 3,85) = 130,12 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 130,12 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée.

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

### IV.3.1.5.6. Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche  $F$  est égale à :  $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left( (b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h} = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 4,71 \times 14,40)}{(100 \times 16) + (16 \times 4,71)}$$

$$Y_1 = Y_G = 8,24 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,76 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

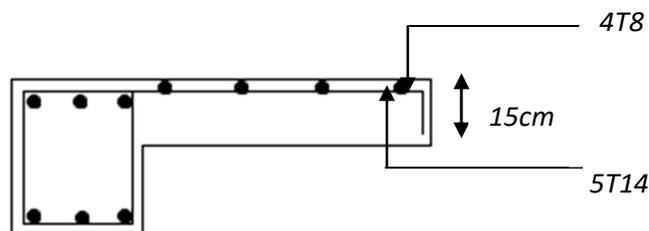
$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 8,24^3}{3} + \frac{100 \times 7,76^3}{3} + (15 \times 4,71 \times (14,40 - 8,24)^2) = 36906,34 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[ \frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,08^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 36906,34} \times \left[ \frac{8,86 \times 1,08}{8} \times \frac{2,66}{3} \right] = 0,011 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{108}{250} = 0,43 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,011 \text{ cm} < F_{adm} = 0,43 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$



**Figure IV.9. Schéma de ferrailage du porte à faux (étage courant)**

### IV.4 L'ascenseur

#### IV.4.1 Introduction

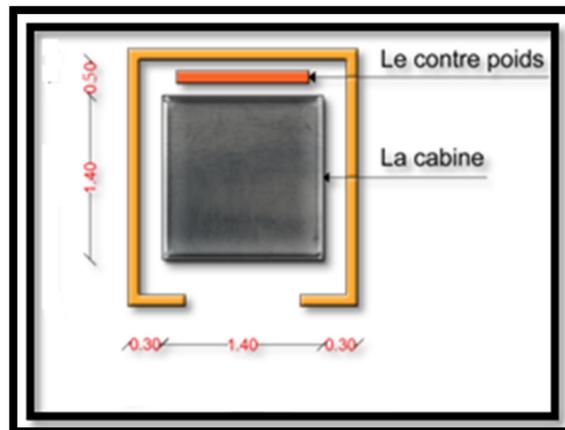
Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges

#### IV.4.2 Etude de l'ascenseur :

On a opté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes:



*Figure IV.10 Vue en plan de l'ascenseur.*

- Une largeur de la cabine : 1,4 m
- Une longueur de la cabine: 1,4 m
- Une hauteur de cabine de : 2,0 m
- Une largeur libre de passage de : 0,8m
- Une hauteur libre de passage de : 1,8m
- Une hauteur de course de : 51 m
- Une surface latérale  $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :  $H = 16 \text{ cm}$

Ayant ainsi les caractéristiques suivantes:

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

Cabine et contre poids aux extrémités d'un câble en acier porté dans les gorges d'une poulie lié à un levier électrique.

- $P_m$  « poids mort » : Le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- $Q$  : surcharges dans la cabine
- $P_p$  : Le poids de contre poids tel que  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$
- Une charge nominale de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m<sup>2</sup>. D'après la norme (NFP82-201), dimensionnés selon le (NFP82-22).

### a) Le poids mort

**Tableau IV.11 : les poids.**

<u>Poids de la cabines</u> =(2x1.40+1.4)2.20=9.24m <sup>2</sup>	<u>M1</u> =11.5x9.24x1,4=148,76 kg
<u>Poids de plancher</u> s=1,80x2,00 = 3,6 m <sup>2</sup>	<u>M2</u> =110x3.6 = 396 kg
<u>Poids de toit</u>	<u>M3</u> =20X3,6= 72 kg
<u>Poids de l'arcade</u>	<u>M4</u> =60+(80x1.4)=172kg
<u>Poids de parachute</u>	<u>M5</u> =40kg
<u>Poids des accessoires</u>	<u>M6</u> =80kg
<u>Poids de poulies de mouflage</u>	<u>M7</u> =2x30=60kg
<u>Poids de la porte de cabine</u>	<u>M8</u> =80+(1,6x25)=120 kg

- Le poids mort total est :  $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1088,76 \text{ kg}$

- Le contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1088,76 + \frac{675}{2} = 1426,26 \text{ kg}$

### b) Calcul de la charge de rupture

Selon le (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité  $C_s$  est de 10. on prend Pour notre cas  $C_s=12$ .à titre créance.

Le rapport  $\frac{D}{d}$  ; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle

que soit le nombre des tirons , Prenons  $\frac{D}{d} = 45$  et  $D = 550 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a :  $C_r = C_s \times M$  ————— (1)

Avec :

$C_s$  : coefficient de sécurité du câble.

$C_r$  : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

$M$  : charge statique nominale portée par la nappe.

$M=Q + P_m + Mg$  ————— (2)

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

dont :  $M_g$  : Poids du câble.

On néglige  $M_g$  devant  $(Q+P_m)$  ( $M_g \ll Q+P_m \Rightarrow M=Q+P$ )

on aura donc :  $Cr = Cs \times M = Cs \cdot (Q+P) = 12(675+1088,76) = 21165,12 \text{ kg}$

Celle-ci est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0,85 » :

$$\Rightarrow Cr = 21165,12/0,85 = 24900,14 \text{ kg.}$$

La charge de rupture pour « n » câble est donc :  $Cr = Cr (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec:

m : type de mouflage (2brins, 3brins,.....)

n : nombre des câble

pour un câble de  $d=12,22\text{mm}$  et  $m=2$  on a :  $Cr(1 \text{ câble})=8152\text{kg}$

$$n = Cr / (Cr(1 \text{ cable}) \times m) = 24900,14 / (8152 \times 2) = 1,53 \text{ soit } n=2 \text{ câbles.}$$

Vu qu'on est sensé de compenser les efforts de tension des câble; Le nombre de câble doit être un nombre pair.

### c) Le poids des câbles ( $M_g$ )

$$M_g = m \cdot n \cdot l$$

m : la masse linéaire du câble :  $m = 0,515 \text{ kg}$

L : Longueur du câble  $L = 51 \text{ m}$

n : nombre des câbles  $n = 2$

$$M_g = m \cdot n \cdot l = 0,515 \times 2 \times 51 = 52,23 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 1088,76 + 52,53 = 1816,29 \text{ kg}$$

Vérifications de  $Cr$  :

$$Cr = Cs \cdot M \Rightarrow Cs = \frac{Cr}{M} \Rightarrow \frac{24900,14}{1816,29} = 13,70 > 12 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Calcul de la charger permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil+le moteur) :  $P_{\text{treuil}} = 1200\text{kg}$

$$\text{La charge permanente totale : } G = 1088,76 + 1426,26 + 1200 + 52,23 = 3767,25\text{kg}$$

Les surcharges :  $Q = 675\text{kg}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6098,28 \text{ kg.}$$

### IV.4.3 Vérification de dalle au poinçonnement

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

Cette vérification est incontournable car l'appui du moteur (supposé appuyé sur 04 points) applique une force concentrée sur la dalle de l'ascenseur ce qui engendre un risque de poinçonnement.

La charge totale ultime :  $q_u = 6098.28 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le  $\frac{1}{4}$  de cette charge  $q_u$

soit :  $q_0$  la charge appliquée sur chaque appui, alors:

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6098.28}{4} = 1524,57 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 : la condition de non poinçonnement à vérifier est définie tel que :

$$q_0 \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$  : charge de calcul à l'E.L.U

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle.

$u_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = (10 + 16) = 26 \text{ cm}$$

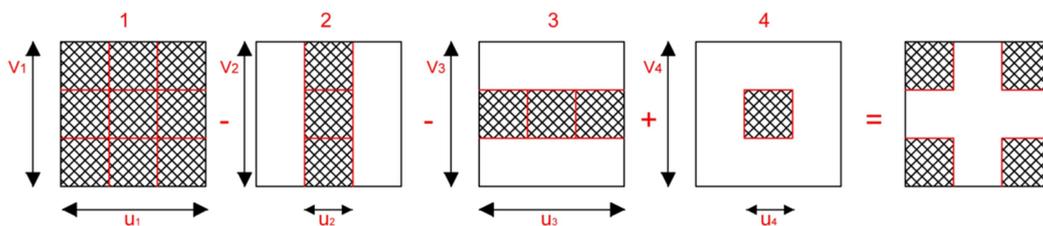
$$V = b + h_0 = (10 + 16) = 26 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(26 + 26) = 104 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 104 \times 16 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 12480 > q_0 = 1514,33 \text{ kg}$$

Ce résultat est interprété en absence d'un risque de poinçonnement.

### IV.4.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées



## Chapitre IV : Calcul ferrailrages des éléments non structuraux

### IV.4.5 Distances des rectangles :

– Rectangle 1

$$\begin{cases} u = 128\text{cm} \\ v = 148\text{cm} \end{cases}$$

– Rectangle 2

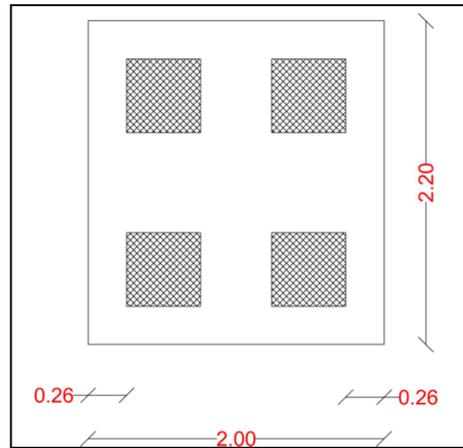
$$\begin{cases} u = 76\text{cm} \\ v = 148\text{cm} \end{cases}$$

– Rectangle 3

$$\begin{cases} u = 128\text{cm} \\ v = 96\text{cm} \end{cases}$$

– Rectangle 4

$$\begin{cases} u = 76\text{cm} \\ v = 96\text{cm} \end{cases}$$



### IV.4.6 Les moments suivant les deux directions

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec  $\nu$  : coefficient de Poisson.

À L'E L U ( $\nu = 0$ )

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26) cm<sup>2</sup> est :

$$P' = \frac{q_0}{u \cdot v} = \frac{1524,57}{0,26 \times 0,26} = 22552,81 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3,4 sont résumés dans Tableau Ci-dessus : **Lx=1,80 m; Ly=2,00m**

**Tableau IV.12 Les résultats des moments isostatiques.**

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	Surface S (m <sup>2</sup> )	P' (Kg/m <sup>2</sup> )	P=P'.S (Kg)	M <sub>x</sub> (Kg.m)	M <sub>y</sub> (Kg.m)
<b>1</b>	0,71	0,74	0,109	0,066	1,89	22552,81	42624,81	4646,10	2813,23
<b>2</b>	0,42	0,74	0,151	0,076	1,12	22552,81	25259,14	3814,13	1919,69
<b>3</b>	0,71	0,48	0,126	0,086	1,22	22552,81	27514,42	3466,81	2366,24
<b>4</b>	0,42	0,48	0,181	0,102	0,73	22552,81	16463,55	2979,90	1679,28

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

### IV.4.7 Les moments dus aux charges concentrées

$$M_x = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 345.06 \text{ kg.m}$$

$$M_y = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 206,58 \text{ kg.m}$$

### IV.4.8 Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle)

#### a) Chargement

$$L_x = 1,8 \text{ m}$$

$$L_y = 2,00 \text{ m}$$

$$h_0 = 16 \text{ cm}$$

- Poids propre :  $G = 0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}$

- Charges d'exploitation :  $Q = 100 \text{ kg/m}$

Charge ultime :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 690 \text{ kg/m}$

#### b) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,8}{2,00} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 101,94 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 79,86 \text{ kg.m} \end{cases}$$

#### c) Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 345,06 + 101,94 = 447 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 206,58 + 79,86 = 286,44 \text{ kg.m}$$

### IV.4.9 Moments retenus:

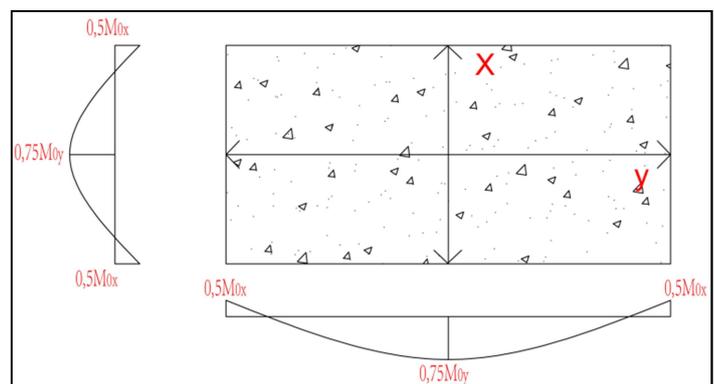
#### a- En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 335,25 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 214,83 \text{ kg.m}$$

#### b- Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 223,5 \text{ kg.m}$$



## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

### IV.4.10 Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

#### Données :

- Largeur de la poutre :  $b = 100 \text{ cm}$
- Hauteur de la section :  $h = 16 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ ,  $\delta_s = 348 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ,  $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton:  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

#### a) En travée :

##### Sens $l_x$ :

Le moment ultime :  $M_{tx} = 3352,50 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{3352,50}{100 \cdot 14,4^2 \cdot 14,17} = 0,011 < \mu_1 = 0,9945 \rightarrow \dot{A} = 0$

$$\mu = 0,011 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9945$$

##### La section d'acier ( $A_{s_x}$ ):

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{3352,50}{0,9945 \cdot 14,4 \cdot 348} = 0,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

##### Sens $l_y$ :

Le moment ultime :  $M_{ty} = 2148,30 \text{ N.m}$

Le moment réduit  $\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{2148,30}{100 \cdot 14,4^2 \cdot 14,17} = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{A} = 0$

$$\mu = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9965$$

La section d'acier ( $A_{s_x}$ ):

$$A_{s_y} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2148,30}{0,9965 \cdot 14,4 \cdot 348} = 0,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Sur appui:

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 2235 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{2235}{100 \cdot (14,4^2) \cdot 14,17} = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\mu = 0,116 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9965$$

$$\text{La section d'acier } (A_{s_x}); A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2235}{0,9965 \cdot 14,4 \cdot 348} = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

### IV.4.11 Section minimale des armatures:

Puisque  $h_0=16$  cm ( $12$  cm  $\leq h_0 \leq 30$  cm)

On peut appliquer la formule suivante:

**Sens  $l_y$ :**

$$A_{y_{min}} = 8 \cdot h_0 = 8 \cdot 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} At_y = 0,67/\text{ml} < A_{y_{min}} = 1,2 \rightarrow At_y = A_{y_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ Aa_y = 0,44/\text{ml} < A_{y_{min}} = 1,2 \rightarrow Aa_y = A_{y_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

**Sens  $l_x$ :**

$$A_{x_{min}} = A_{y_{min}} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left( \frac{3 - 0,91}{2} \right) = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} At_x = 0,43 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{min}} = 1,20 \rightarrow At_x = A_{x_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ Aa_x = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{min}} = 1,20 \rightarrow Aa_x = A_{x_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

### IV.4.12 Choix des aciers:

Le diamètre :  $h_0 = 16$  cm = 160 mm

On a :  $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 16$  mm.

**a) En travée:**

**Sens  $L_x$ :**

$$\begin{cases} At_x = 0,67 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(2h_{0,25} \text{ cm}) \\ St_x \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**Sens  $L_y$ :**

$$\begin{cases} At_y = 0,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_{0,33} \text{ cm}) \\ St_y \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**b) Sur appuis (chapeaux):**

$$\begin{cases} Aa = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

### IV.4.13 Nécessité de disposer des armatures transversales

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

On note toutefois les critères suivants :

1. La dalle est bétonnée sans reprise
2.  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :  $\tau_u = \frac{V_{utot}}{b.d}$  ; et  $\bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28}; 5Mpa)$

$$V_{utot} = \{V_x + V_y ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{utot} = \{V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$$

**On calcule  $V_x$  et  $V_y$  (efforts tranchants dus aux charges réparties):**

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_y}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 6098,28 \times \frac{1,8}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 3658,96 \text{ N} = 3,65 \text{ KN}$$

$$V_y = 6098,28 \times \frac{1,80}{3} = 3937,5 \text{ N} = 3,93 \text{ KN}$$

$$V_x > V_y$$

**On calcule  $V_v$  et  $V_u$  (efforts tranchants dus aux charges localisées):**

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1524,57}{2 \times 26 + 26} = 19,54 \text{ KN}$$

$$(V_u = \frac{q_0}{3 \cdot u} \leq V) \Leftrightarrow \frac{1524,57}{3 \cdot 26} = 19,54 \text{ KN}$$

$$(u = v = 26 \text{ cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 19,54 \text{ KN}$$

- **L'effort total  $V_{tot}$  :**

$$- \text{ Sens } l_x : V_{tot} = V_x + V_v = 3,65 + 19,54 = 23,19 \text{ KN}$$

$$- \text{ Sens } l_y : V_{tot} = V_y + V_u = 3,93 + 19,54 = 23,47 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } : V_{tot} = \max(V_{tot x} ; V_{tot y}) = 23,47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{23,47 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,162 \text{ Mpa}$$

$$h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u = \frac{10 \times 0,16}{3} \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 1,73$$

donc :  $\tau < \bar{\tau}_u$  ————— condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

### IV.4.13 Les vérifications à L'E.L.S

#### IV.4.13.1 Calcul des sollicitations à L'E.L.S

Charge localisée:

$$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \text{ Avec } v = 0,2(E.L.S)$$

$$P'_{ser} = q'_{ser} \cdot S' = \frac{P_{aser}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u \cdot v}; P_{aser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4} = 1110,56 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } q_{ser} = \frac{1106,31}{0,25^2} = 17768,96 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 17768,96 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1, 2,3, 4 sont résumés dans le tableau ci-dessus :

**Tableau IV.12 Les résultats des moments isostatiques.**

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S'(m <sup>2</sup> )	P' <sub>ser</sub> =q <sub>ser</sub> ·S'	M <sub>0x</sub> (kg.m)	M <sub>0y</sub> (kg.m)
1	0,41	0,55	0,109	0,066	1,89	33583,33	3660,58	2216,49
2	0,18	0,55	0,151	0,076	1,12	19901,23	3005,08	1512,49
3	0,41	0,32	0,126	0,086	1,22	21678,13	2731,44	1864,31
4	0,18	0,32	0,181	0,102	0,73	12971,34	2347,81	1323,07

#### IV.4.13.2 Moment dû aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 271,87 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 162,76 \text{ kg.m}$$

#### IV.4.13.3 Moment dû aux charges réparties (Poids propre)

Chargement

$$L_x = 1,80 \text{ et } L_y = 2,00 \text{ et}$$

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

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

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ kg/m}^2$$

#### IV.4.13.4 Moment dû aux charges réparties (E.L.S)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,90 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

$$\alpha=0,90 ; \text{E.L.S} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

**Donc**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,0456 \times 475 \times 1,8^2 = 70,17 \text{ kg/m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 0,78 \times 70,17 = 54,73 \text{ kg/m}$$

### IV.4.13.5 Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact du rectangle

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0x} = 271,87 + 70,17 = 342,04 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0y} = 162,76 + 54,73 = 217,49 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

#### a) Les moments retenus

**En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 342,04 = 256,53 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 217,49 = 163,11 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

**Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 171,02 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

#### b) Vérification des contraintes dans le béton

**Suivant L<sub>x</sub> :**

**En travée :**

$$M_{tx} = 2565,3 \text{ N} \cdot \text{m} \quad ; \quad A_t = 2,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; A \hat{=} 0$$

##### a) Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s(y - d) = 0$$

$$\text{On a } \hat{A}_s = 0 \quad ; \quad \text{et } n = 15$$

D'où

$$50y^2 + 47,95y - 635,85 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,05 \text{ cm}$$

##### b) Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 3,05^3 / 3 + 15 \times 2,01(13,5 - 3,05)^2$$

$$I = 4238,20 \text{ cm}^4$$

##### c) La contrainte dans le béton $\overline{\sigma}_{bc}$ :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser} / I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \frac{2565,3}{4238,20} \times 3,05 = 1,84 \text{ Mpa}$$

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

**La contrainte admissible du béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Alors :

$$\delta_{bc} = 1,84 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{—————} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U, ca nous convient.

**Sur appuis :**

$$M_{app} = 1710,20 \text{ N.m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad , \dot{A} = 0$$

**Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y=3,05\text{cm}$$

**a) Moment d'inertie (I):**

$$I = 6089,19 \text{ cm}^4$$

**b) La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\delta_{bc} = K.y = (M_{app}/I).y$$

$$\delta_{bc} = \left( \frac{1710,20}{6089,19} \cdot 3,05 \right) = 0,85 \text{ Mpa}$$

**La contrainte admissible du béton  $\overline{\sigma}_{bc}$  :**

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\delta_{bc} = 0,85 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{—————} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

**Suivant  $L_y$  :**

**En travée :**

$$M_{t_y} = 1631,10 \text{ N.m} ; A_t = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \dot{A} = 0$$

**a) Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = by^2/2 + n\dot{A}_s(y - d) = 0$$

$$\text{On à } \dot{A}_s = 0 \quad ; \text{ et } n = 15$$

$$\text{Donc : } y = 3,05 \text{ cm}$$

**b) Calcul du moment d'inertie:**

$$I = by^3/3 + 15 \dot{A}_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 3,05^3 / 3 + 15 \times 2,01(13,5 - 3,05)^2$$

$$I = 4238,20 \text{ cm}^4$$

**c) La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$$

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

$$\delta_{bc} = \left( \frac{1631,10}{4238,20} \cdot 3,05 \right) = 1,17 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton  $\overline{\sigma}_{bc}$  :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\sigma_{bc} = 1,17 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ ————— } \textit{véréfié}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables

### IV.4.14 Disposition du ferrailage :

#### IV.4.14.1 Arrêt des barres :

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

On a :  $f_e 400$  et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1,0 = 40 \text{ cm},$$

#### IV.4.14.2 Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci

#### IV.4.14.3 Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left( L_s ; \frac{1}{4} \left( 0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(32 \text{ cm} ; 36 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left( L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(32 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

#### IV.4.14.4 Arrêt des barres en travée dans les deux sens

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{180}{10} = 18 \text{ cm}$$

#### IV.4.14.5 Armatures finales

a) Suivant  $L_x$  :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  soit 4T10 /ml avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{ml} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

b) Suivant  $L_y$  :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  soit 4T10 /ml avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{ml} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

### IV.4.15 Voile de la cage d'ascenseur

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être  $e_p \geq 15 \text{ cm}$ , (voir le

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

pré-dimensionnement des éléments non structure (chapitre 02), on adopte une épaisseur  $e_p = 20 \text{ cm}$ ,

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit :  $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espaceur :  $S_t = 25 \text{ cm}$

Ferrillage du voile et dalle d'ascenseur

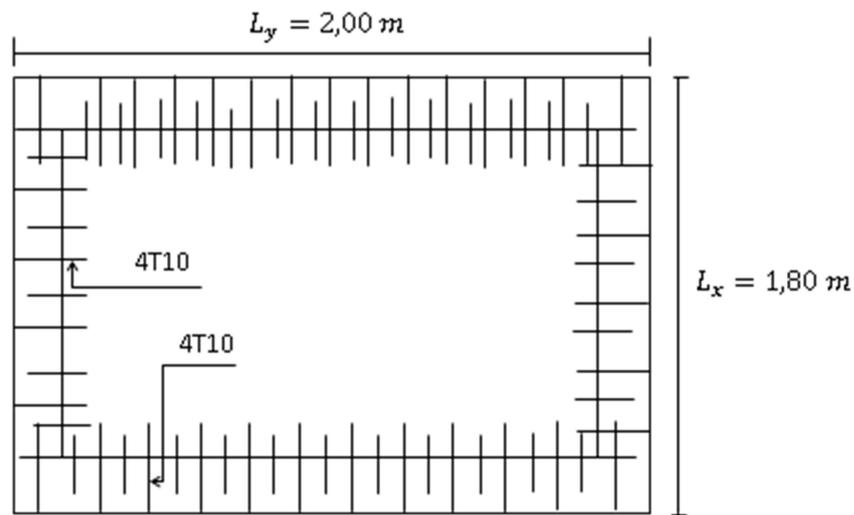


Figure IV.10 : Ferrillage supérieur de la dalle de l'ascenseur

## Chapitre IV : Calcul ferrailages des éléments non structuraux

---

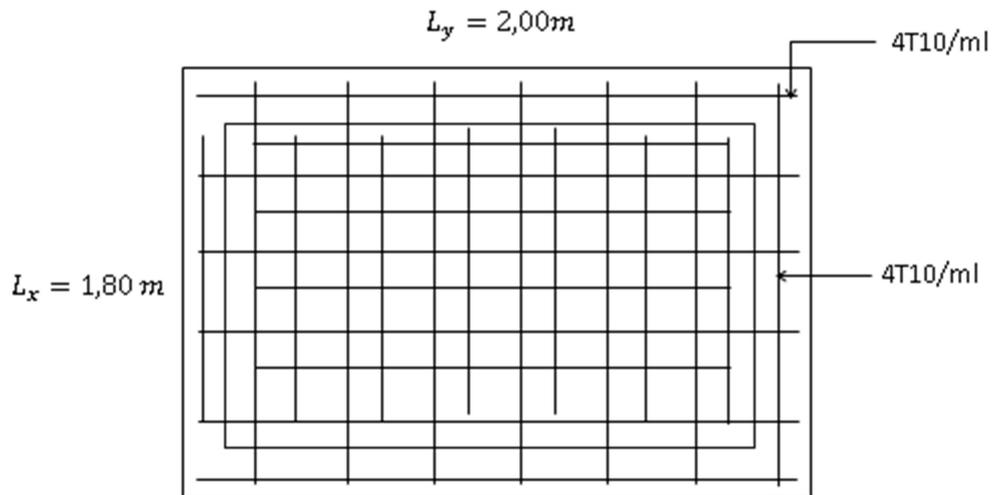


Figure IV.11 : *Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur*

# **Chapitre V :**

## **Etude sismique**

## Chapitre V : Etude sismique

---

### V. Etude sismique :

#### V.1. Introduction :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

#### V.2- Présentation du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  selon

RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta=0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir **2,5 t/m<sup>3</sup>**.

### V.3. Stratégie du calcul sismique :

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques des matériaux constitutifs.

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « **RPA 99 modifié 2003** ».

Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

1. La méthode statique équivalente. **{Voir Art 4.2 des RPA v2003}**
2. La méthode d'analyse modale spectrale. **{Voir Art 4.3 des RPA v2003}**
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme. **{Voir Art 4.4 des RPA v2003}**

### V.4. La méthode statique équivalente :

#### V.4.1- Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

#### - Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

-Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

## Chapitre V : Etude sismique

---

-Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

- Zone III
- Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
  - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

· La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

### V.4.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### - Principe :

Les maximums des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont représentés par un spectre de calcul, puis sont combiné a fin d'obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales **90%**.
- Ou 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 repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

## Chapitre V : Etude sismique

---

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  $T_K \leq 0.2 \text{ sec}$

Où :  $N$  est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_K$  la période du mode  $K$ .

### V.4.2.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques

### V.5. Choix de la méthode calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Notre structure est implantée en Zone III et de groupe d'usage 2 mais elle dépasse 17 m.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**.

#### V.5.1. Méthode dynamique modale spectrale :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilée à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\xi$ ) et de la pulsation ( $\omega$ ).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période ( $T$ ), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est appelé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

## Chapitre V : Etude sismique

---

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^2 & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

**Avec :**  $g$  : accélération de la pesanteur

$g$ : 9.8067 N

$A$  : confortions d'accélération de zone

- Groupe -2-
- Zone III

**Donc :**  $A = 0.25$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement  
(quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

$$\xi = 7\% \quad \eta = 0.0819$$

$\xi = 7\%$ . (Portique en béton armée et de remplissage dense).

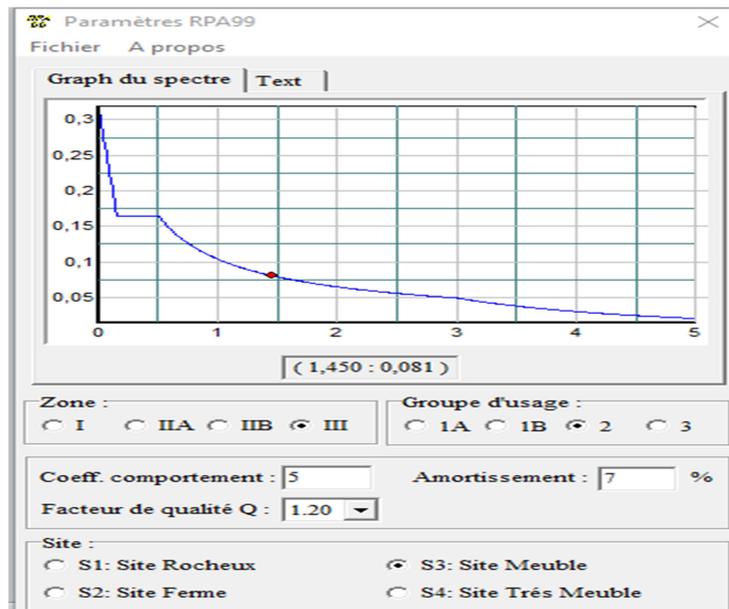
$R$  : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il

est en fonction du système de contreventement.

$R = 3.5$  (Voiles porteurs).

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$Q$  : Facteur de qualité.



*Figure V.1 : Spectre de réponse*

### IV.5.2. Effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base (l'effort tranchant à la base) «**V<sub>t</sub>**» ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente «**V**» pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **V<sub>t</sub> < 0,8V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (**forces, déplacements, moments,..**) en les multipliant fois le rapport :

$$\frac{0.8V}{V_t}$$

### IV.5.3. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente

La force sismique totale « **V** » appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$\frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone. (**Tableau 4.1**) : **A = 0.25** (Zone III et groupe 2).

**R** : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement. (**Tableau 4.3**) : **R=3,5** (voiles porteurs).

**W** : poids total de la structure, donné par le logiciel ETABS en utilisant la combinaison «**G + β Q**» Avec **β = 0.2** (Bâtiments d'habitation).

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie de site, du

## Chapitre V : Etude sismique

facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0_s \\ 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0_s \end{array} \right.$$

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données dans le **(tableau 4.7) de RPA99/version 2003**.

Catégorie **S3** site meuble.

**T1** = 0,15.

**T2** = 0,50.

$\eta$  : Coefficient de correction d'amortissement :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.88 \dots$  ( $\xi = 7\%$ ).

### V.5.4. Estimation de la période fondamentale de la structure « T » :

D'après l'article **(4.2.4 du RPA99/version2003)**, la formule empirique égale :

$$T = CT h_N^{3/4}$$

Avec : **CT** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 du RPA99/version2003). **CT = 0.05**.

**hN** : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**hN = 36.72 m**.

$$T = 0.05 * 36.72^{3/4} = 0.745sec$$

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé, on peut

également utiliser la formule suivante:  $T = \frac{0.09 * h_N}{\sqrt{D}}$

**D** : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul.

**a)** Sens longitudinale : **Dx** = 29.4 m.

**b)** Sens transversale : **Dy** = 17.9 m.

## Chapitre V : Etude sismique

$$\left\{ \begin{array}{l} T = \frac{0.09 \cdot 36.72}{\sqrt{29.4}} = 0.61 \text{ sec} \\ T = \frac{0.09 \cdot 36.72}{\sqrt{17.9}} = 0.78 \text{ sec} \end{array} \right. \longrightarrow \begin{array}{l} T_x = \min(0.74 ; 0.61) = 0.61 \\ T_y = \min(0.74 ; 0.78) = 0.74 \end{array}$$

**Donc :**

➤  $T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_x < 3.0 \text{ sec}$  donc :  $D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.926$

➤  $T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_y < 3.0 \text{ sec}$  donc :  $D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.694$

**Q** : Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1 6Pq$

**Pq** : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003)

**Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités Pq.**

Critère	Observé	Non observé
<b>1. Condition minimales sur les filles de contreventement</b>	0	<b>0.05</b>
<b>2. Redondance en plan</b>	0	<b>0.00</b>
<b>3. Régularité en plan</b>	0	<b>0.00</b>
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	<b>0.00</b>
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	<b>0.05</b>
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	<b>0</b>	<b>0.10</b>

$$Q = 1 + (0.05 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.05 + 0.10) = 1.20$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 0.115 \times W. \\ V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = 0.102 \times W. \end{array} \right.$$

### IV.6 Résultats de l'analyse sismique :

#### IV.6.1 Modèle initial :

**Tableau V. 2 : Dimensions des poteaux de chaque niveau.**

## Chapitre V : Etude sismique

Niveaux	Les sections des poteaux (cm <sup>2</sup> ).
RDC et 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	(50x50)
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	(45x45)
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup>	(40x40)
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup>	(35x35)

Tableau V. 3 : Dimensions des poutres de chaque niveau.

Types	Les sections des poutres (cm <sup>2</sup> ).
Poutres principales	(30x45)
Poutres secondaires	(30x35)
Poutres secondaires	(30x40)
Poutres de noyaux	(20x30)

Tableau V. 4 : Epaisseurs des voiles et les dalles

Niveaux	Voiles(cm)	Dalle corps creux(cm)	Dalle pleine (balcon) (cm)
RDC Et 1 <sup>er</sup> à 11 <sup>ème</sup>	20	16+4	15

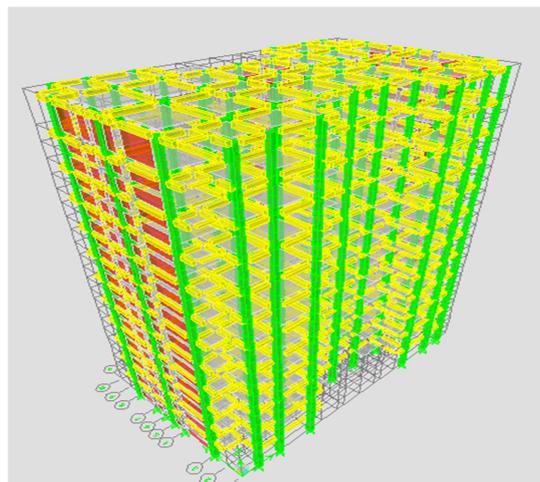


Figure V. 2 : Vue en 3D

## Chapitre V : Etude sismique

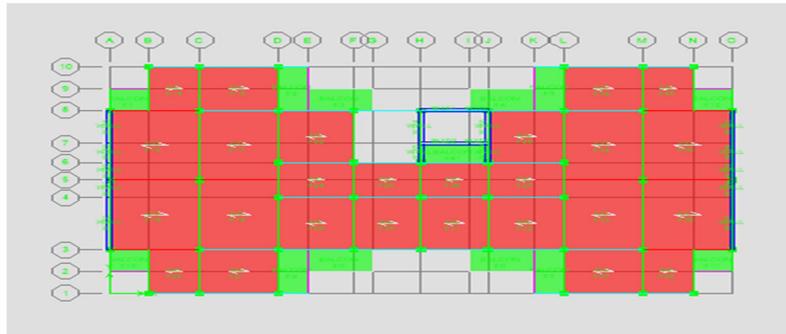


Figure V. 3 : Vue en plan du modèle 1 (RDC).

### IV.5.1.1 Caractéristiques dynamique propres du modèle Initial :

Tableau IV. 5: Participation massique du modèle Initial.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	Su
1	0,982782	66,6325	0,0003	0	66,6325	0,0003	
2	0,613213	0,0007	66,1672	0	66,6333	66,1674	
3	0,481383	0,0681	0,0455	0	66,7014	66,213	
4	0,238294	18,9406	0,0002	0	85,6419	66,2132	
5	0,143967	0,0002	20,6972	0	85,6421	86,9104	
6	0,115064	0,0016	0,0253	0	85,6438	86,9357	
7	0,106901	6,8247	0,0003	0	92,4685	86,936	
8	0,066103	0,0008	6,5541	0	92,4693	93,4902	
9	0,065622	3,1492	0,003	0	95,6185	93,4932	
10	0,053532	0,0346	0,0116	0	95,6531	93,5049	
11	0,0468	1,6572	0	0	97,3103	93,5049	
12	0,041938	0,0001	2,8468	0	97,3104	96,3517	

### V.6.1.2 Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0.741 \text{sec.}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12<sup>ème</sup> mode.
- Le 1er mode est un mode rotation.
- Le 2ème mode est un mode rotation.
- Le 3ème mode est un mode rotation.

### V.6.2 Modèle 01 :

La structure comporte les voiles de contreventement

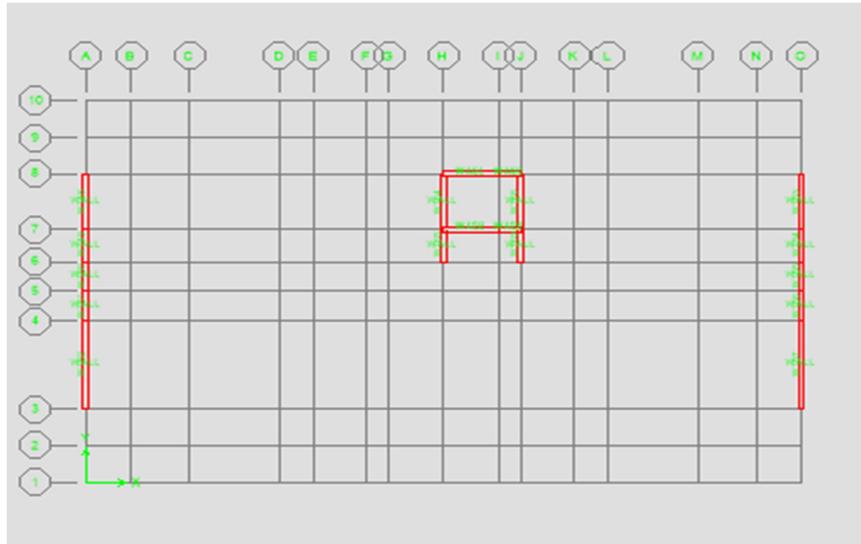


Figure V. 4 : position des voiles

### IV.6.2.1.1 Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0.98$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation parallèle à X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation parallèle à Y-Y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode rotation.

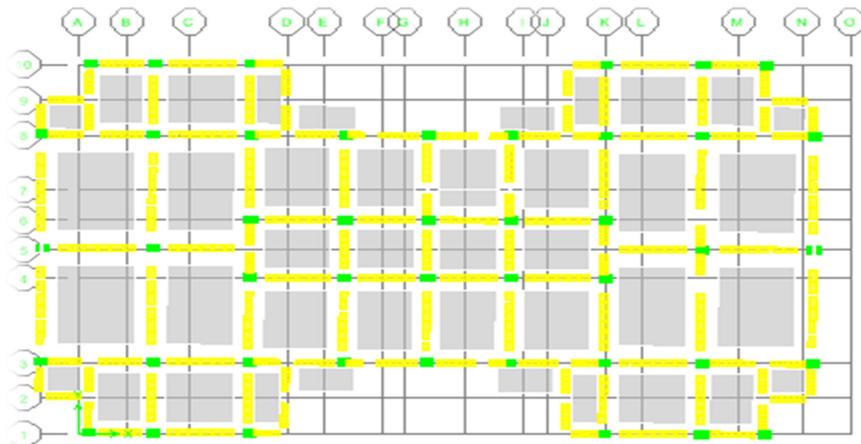


Figure V.5 : 1<sup>er</sup> mode est un mode translation parallèle à X-

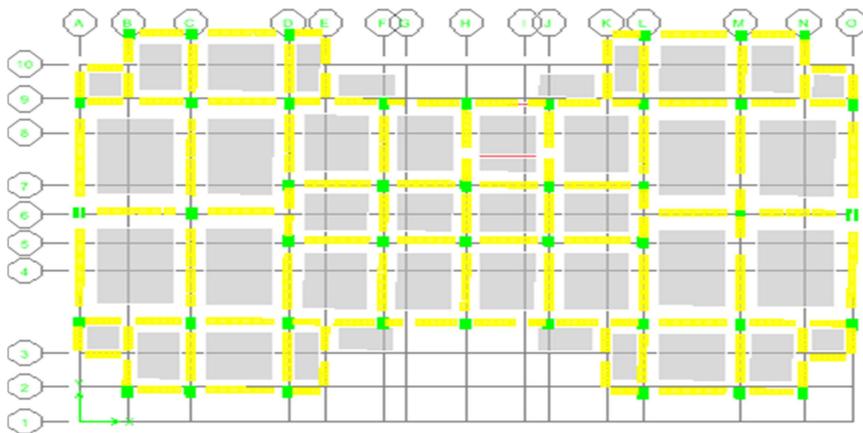


Figure V.6: 1<sup>er</sup> mode est un mode translation parallèle à Y-Y.

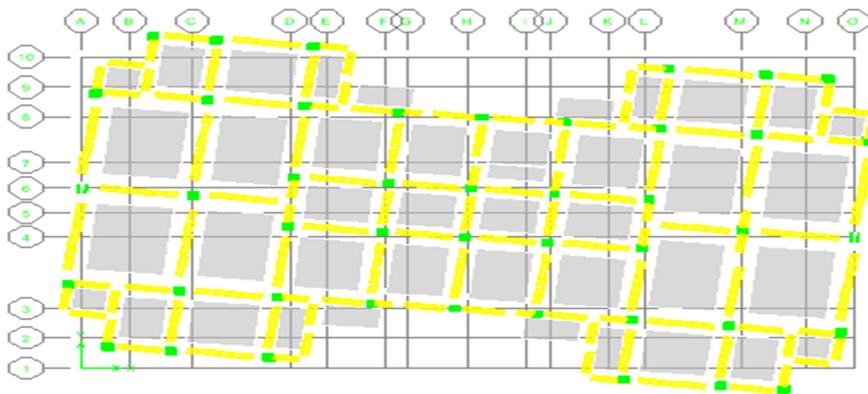


Figure V.7: Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode rotation.

### IV.5.2.2 Vérification de la période numérique de la structure (T numérique) : $T_{dyn} < 1.3 T_{sta}$

Tableau V.6 :valeurs de période

Sens	$T_{stat}$	$1.3 T_{stat}$	$T_{dyn}$	Observent
X-X	0.61	0.793	0.98	Non vérifier
Y-Y	0.74	0.962	0.606	Vérifier

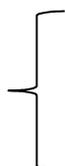
### IV.5.2.3 Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS 18.7.4 » on a :

$$W = 1396.4628 \times 9.81 = 136952.14 \text{ KN}$$

Donc il faut :

$$V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{statique}$$



## Chapitre V : Etude sismique

$$V_x = 0.115 * 136952.14 = 15749.496 \text{ KN}$$

$$V_y = 0.102 \times 136952.14 = 13969.118 \text{ KN}$$

**Tableau IV. 7 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique).**

	$V_{dym}$ (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens X-X	4775.91	12599.5968	Non Vérifiée
Sens Y-Y	6960.72	11175.2944	Non Vérifiée

Donc ; la condition  $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{statique}$  n'est pas vérifiée donc on pondère toutes les réponses d'ordre dynamique avec les coefficients  $a_x$  et  $a_y$  :

$$\text{Avec : } \begin{cases} a_x = \frac{12599.5968}{4775.91} = 2.64 \\ a_y = \frac{11175.2944}{6960.72} = 1.61 \end{cases}$$

#### IV.6.2.4 Vérification des déplacements inter-étage :

Le RPA99/v.2003 exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$  (Art4-19-RPA99/v.2003).

$\delta_{ek}$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement. Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (Art 4 - 20 RPA99/V.2003).}$$

Les déplacements relatifs du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage :  $\Delta = \delta_k - \delta_{k-1} < 1.0\% \text{ hauteur d'étage.}$

## Chapitre V : Etude sismique

Tableau V. 8 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle 01.

N	h(m)	Sens (X)			$\Delta_k$ < $\overline{\delta_k}$	Sens (Y)			$\overline{\delta_k}$	$\Delta_k$ < $\overline{\delta_k}$
		$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$		$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$		
11	3.06	0.1698	0.849	0.072	NV	0.0394	0.197	0.020	0.0306	CV
10	3.06	0.1554	0.777	0.076	NV	0.0354	0.177	0.020	0.0306	CV
9	3.06	0.1402	0.701	0.081	NV	0.0313	0.1565	0.0205	0.0306	CV
8	3.06	0.1241	0.6205	0.083	NV	0.0272	0.136	0.021	0.0306	CV
7	3.06	0.1076	0.538	0.085	NV	0.023	0.115	0.020	0.0306	CV
6	3.06	0.0906	0.453	0.086	NV	0.019	0.095	0.020	0.0306	CV
5	3.06	0.0734	0.367	0.083	NV	0.015	0.075	0.0185	0.0306	CV
4	3.06	0.0567	0.2835	0.079	NV	0.0113	0.0565	0.0165	0.0306	CV
3	3.06	0.0408	0.204	0.073	NV	0.008	0.040	0.015	0.0306	CV
2	3.06	0.0262	0.131	0.062	NV	0.005	0.025	0.0115	0.0306	CV
1	3.06	0.0139	0.0695	0.046	NV	0.0027	0.0135	0.009	0.0306	CV
rdc	3.06	0.001	0.0235	0.0235	CV	0.0009	0.0045	0.0045	0.0306	CV

### IV.6.2.5 Vérification spécifique aux sollicitation normales :

A fin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limité comme suit :

$$\text{Avec : } \nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.30$$

- **Nd** : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation Sismique (G+Q+E).
- **Bc** : l'aire (section brute) de cette dernière.
- **fc28** : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPa).

Alors, Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

## Chapitre V : Etude sismique

**Tableau V. 9 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.**

Niveau	Section	Nd (KN)	$\nu$	$\nu < 0.3$
Rdc et 1 et 2	50x50	8550.82	0.14	CV
3 et 4 et 5	45x45	3129.36	0.07	CV
6 et 7 et 8	40x40	1385.58	0.04	CV
9 et 10 et 11	35x35	600.96	0.02	CV

### V.6.2.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k x \Delta_k}{V_k x h_k} \leq 0.1 \quad \text{" Article 5.9 RPA99 version 2003 "}$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau K :  $P_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{Qi})$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K' .

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' .

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' .

**Tableau V.10 : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x).**

Niveau	$W_i$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (kN)	$h_i$ (m)	$\theta_k \leq 0.1$
11	466.48	466.48	0.072	927.88	3.06	0.0118
10	559.01	1025.49	0.076	1694.67	3.06	0.0150

## Chapitre V : Etude sismique

9	533.96	1559.45	<b>0.081</b>	2301.37	3.06	0.0128
8	536.13	2095.58	<b>0.083</b>	2779.03	3.06	0.0205
7	539.58	2635.16	<b>0.085</b>	3182.68	3.06	0.0229
6	539.58	3174.74	<b>0.086</b>	3536.26	3.06	0.0252
5	546.11	3720.85	<b>0.083</b>	3872.65	3.06	0.0260
4	545.81	4266.96	<b>0.079</b>	4196.8	3.06	0.0264
3	545.82	4812.78	<b>0.073</b>	4495.98	3.06	0.0255
2	549.93	5362.71	<b>0.062</b>	4747.96	3.06	0.0228
1	553.94	5896.65	<b>0.046</b>	4945.93	3.06	0.0179
RDC	553.88	6450.53	<b>0.0235</b>	5069.67	3.06	0.0097

**Tableau V.11 : Vérification l'effet P- $\Delta$  inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).**

Niveau	$W_i$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (kN)	$h_i$ (m)	$\theta_k \leq 0.1$
11	466.48	466.48	<b>0.020</b>	1272.81	3.06	0.0024
10	559.01	1025.49	<b>0.020</b>	2478.91	3.06	0.0027
9	533.96	1559.45	<b>0.0205</b>	3466.25	3.06	0.003
8	536.13	2095.58	<b>0.021</b>	4265.67	3.06	0.0033
7	539.58	2635.16	<b>0.020</b>	4969.82	3.06	0.0034
6	539.58	3174.74	<b>0.020</b>	5588.57	3.06	0.0037
5	546.11	3720.85	<b>0.0185</b>	5861.83	3.06	0.0038
4	545.81	4266.96	<b>0.0165</b>	6553.72	3.06	0.0039
3	545.82	4812.78	<b>0.015</b>	6923.34	3.06	0.0034
2	549.93	5362.71	<b>0.0115</b>	7239.09	3.06	0.0032
1	553.94	5896.65	<b>0.009</b>	7481.04	3.06	0.0023
RDC	553.88	6450.53	<b>0.0045</b>	7602.72	3.06	0.0012

**Chapitre VI:**  
**Etude des éléments**  
**structurant**

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

### VII.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le BAEL 91 modifié 99, CBA 93 et le RPA99 version 2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles

### VII.2-Ferrailage des poteaux :

#### VII.2.1 -Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET
- Section entièrement comprimée SEC
- Section partiellement comprimée SPC

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

**Tableau VII. 1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.**

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}(MPA)$	$\sigma_{bc}(MPA)$	$\gamma_s$	$f_e(MPA)$	$\sigma_s(MPA)$
Durable	1.5	25	14.20	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	348

#### VII.2.2 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

##### a- Selon CBA 93 :

Situation durable :

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

- 1<sup>er</sup> Genre :

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots(N^{\max}, M^{\text{corr}}) \longrightarrow \mathbf{A}_1$$

**b- Selon RPA 99 :**

Situation accidentelle :

- 2<sup>ème</sup> Genre :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1.2 E \dots\dots\dots(M^{\max}, M^{\text{corr}}) \longrightarrow \mathbf{A}_2 \\ 0,8G \pm E \dots\dots\dots(N^{\min}, M^{\text{corr}}) \longrightarrow \mathbf{A}_3 \end{array} \right.$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )
- Le moment maximum et l'effort correspondant ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )
- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )

### VII.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

· Leur pourcentage est limité par :

$$0.9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0.9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

**Avec :**

**As** : La section d'acier.

**B** : Section du béton [cm<sup>2</sup>].

- Le diamètre minimal est de 12 (mm).
- La longueur minimale de  $50\phi$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 (cm).

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

$A_s^{\min} = 0,9\%B$  selon **RPA99 version 2003**.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

**Tableau VII.2** : Armatures minimales pour les poteaux.

Type des poteaux	$A_{min}=0,9\% \times S$	$A_{max1}=4\% \times S$	$A_{max2}=6\% \times S$
(50x50)	22.5	100	150
(45x45)	18.22	81	121.5
(40x40)	14.4	64	96
(35x35)	11.03	49	73.5

### 2.3.1 Calcul d'un poteau :

#### 2.3.1.1- Exemple de calcul :

Poteaux (50x50) cm<sup>2</sup>:

- Largeur du poteau  $b= 50\text{cm}$ .
- hauteur de la section  $ht= 50\text{cm}$ .
- Enrobage :  $c=4\text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d=h-c$  ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400\text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite du béton :  $f_t = 2,1\text{ MPa}$  ;

Fissuration peu préjudiciable

Combinaison de 1<sup>er</sup> genre (1,35G+1,5Q) :

➤ (a)-  $N_{\max}=3093.19\text{ kN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 0.59\text{ kN.m}$

Détermination du centre de pression :  $e = M/N = 0,0002\text{ m} = 0,02\text{ cm}$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 619.25\text{ kN.m}$$

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 3093.19 < 28755 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 619.25 \text{ kN.m} < 691266.88 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1=0$ )

➤ **(b)-  $N_{\min} = 2495.17 \text{ kN}$   $M_{\text{corresp}} = 0.67 \text{ kN.m}$  .**

Détermination le centre de pression :  $e = M/N = 0,0003 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 499.78 \text{ kN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} N_u = 2495.17 \text{ kN} < 28755 \text{ kN} \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 499.78 \text{ kN.m} < 449596.73 \text{ kN.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_2 = A'_2 = 0$ )

➤ **(c)  $M_{\max} = 30.96 \text{ kN.m}$  ;  $N_{\text{corresp}} = 1761.68 \text{ kN}$**

Détermination le centre de pression :  $e = M/N = 0,017 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 651.82 \text{ kN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1761.68 \text{ kN} < 28755 \text{ kN} \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 651.82 \text{ kN.m} < 223882.65 \text{ kN.m} \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ( $A_3 = A'_3 = 0$ )

**Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre (G+Q+1.2Ey):**

➤ **(a)-  $N_{\max} = 8550.82 \text{ kN}$ ;  $M_{\text{corresp}} = 348.65 \text{ kN.m}$**

Détermination le centre de pression :  $e = M/N = 0,041 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1469,06 \left( 0,46 - 0,50/2 + 0,024 \right) = 2060.75 \text{ kN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} N_u = 8550.82 \text{ kN} < 28755 \text{ kN} \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \end{array} \right.$$

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

$$M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b d f_{bc}) \quad M_u = 2060,75 \text{ kN.m} < 528937,26 \text{ kN.m} \dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ( $A_4 = A'_4 = 0$ )

➤ (b)-  $N_{\min} = 7413,21 \text{ kN}$  ;  $M_{\text{corresp}} = 39,48 \text{ kN.m}$

Détermination le centre de pression :  $e = M/N = 0,005 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 688,58 \left( 0,46 - 0,50/2 + 0,083 \right) = 1519,71 \text{ kN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 7413,21 \text{ kN} < 28755 \text{ kN} \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 1519,71 \text{ kN.m} < 397515 \text{ kN.m} \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ( $A_5 = A'_5 = 0$ )

➤ (c)  $M_{\max} = 348,65 \text{ kN.m}$  ;  $N_{\text{corresp}} = 638,86 \text{ kN}$

Détermination le centre de pression :  $e = M/N = 0,546 \text{ m}$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 476,59 \text{ kN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} N_u = 638,66 \text{ kN} < 28755 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 476,59 \text{ kN.m} < 29704 \text{ kN.m} \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ( $A_6 = A'_6 = 0$ )

**Calcul du ferrailage:**

Le calcul de la section d'armature ce fait à la flexion simple avec :

$$M_u = 476,59 \text{ kN.m}$$

$$F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

$$\mu = \frac{Mu}{f_{bc}.d^2.b} = 0,255 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,849$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{476.59 \times 10^{-3}}{0,849 \times 45 \times 400} = 0.003 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_6 = A'_6 = 0$

### Section adoptée :

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

**Donc :**

Pour une section de béton (50x50) cm<sup>2</sup>

$$A_{\min(R.P.A)} = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min(RPA)}) = \max (0,00; 0,00 ; 0.003 ; 22.5 ) = \mathbf{22.5 \text{ cm}^2}$$

On adopte **12T16=24.13cm<sup>2</sup>/ml**

les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.03.Ferraillage des poteaux**

Tableau Niveau x S(cm <sup>2</sup> )	combinaisons	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>ème</sup> genre			A <sub>min</sub> RPA cm <sup>2</sup>	A <sub>adoptée</sub> [cm <sup>2</sup> ]
		N <sub>u</sub> [kN]	M <sub>u</sub> [kN.m]	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	N <sub>ACC</sub> [kN]	M <sub>ACC</sub> [kN.m]	A <sub>sl</sub> cm <sup>2</sup>		
Type 1 (50x 50)	A	3093.19	0.59	0	8550.82	328.096	0	22.5	12T16= 33.17
	B	2495.17	0.67	0	7413.21	39.48	0		
	C	1761.68	30.96	0	638.86	348.65	0		
Type 2 (45 x45)	A	2226.32	6.17	0	2313.34	60.79	0	18.22	12T14= 18.47
	B	356.86	2.70	0	330.4	5.33	0		
	C	968.97	34.49	0	440.17	426.11	0		
Type 3	A	1436.31	11.84	0	989.91	146.38	0	14.4	6T16+2T12= 15.14
	B	121.59	34.58	0	117.13	2.44	0		

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

<b>(40x 40)</b>	C	540.26	540.26	0	246.65	394.15	0		
<b>Type 4 (35x 35)</b>	A	704.5	14.86	0	489.24	117.18	0	11.03	6T14+2T12= 11.5
	B	21.83	0.32	0	13.81	1.66	0		
	C	151.84	45.36	0	10.66	307.24	0		

### 3. Vérification :

#### 3.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

on va vérifier par rapport le poteau le plus sollicité (50x50 ) cm<sup>2</sup>

$$T_{\max} = 263.61 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot d) = 263.61 \times 10^3 / (500 \times 450) = 1.17 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 1.17 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Il n'y' à pas de risque de cisaillement.**

**Calcul des armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi_L / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

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

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

-V<sub>u</sub> : Effort tranchant de calcul

-h<sub>1</sub> : hauteur totale de la section brute

-f<sub>c</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

-ρ<sub>a</sub> : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ<sub>g</sub> ≥ 5 et à 3,5 dans le cas contraire.

-S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

**Espacement :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale :  $S_t \leq \min (10 \Phi_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$       Soit S<sub>t</sub> = 10 cm.

-En zone courante :  $S_t \leq 15 \Phi_L = 30 \text{ cm}$       Soit S<sub>t</sub> = 15 cm.

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

Calcul de l'élancement géométrique  $\lambda_g$  :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec:  $L_f$ : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \times 2,76 / 0,5 = 3,86$$

$$\lambda_g = 3,86 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,75$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{10 \times 3,75 \times 1,32 \times 10}{50 \times 235} = 0,042 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \cdot b$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 3,86 < 5 : \Rightarrow 0,25 \%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0025 \times 10 \times 50 = 1,25 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0025 \times 15 \times 50 = 1,87 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On adopte aux poteaux de RDC : **8T8** soit **S = 4,02 cm<sup>2</sup>**

### 3.2.vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$Nu = a * \left[ \frac{Br * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93}$$

$a$  : Coefficient tenant compte de l'élancement.

$$a = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50, \quad a = 0,6x \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$B$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1,5,  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15.

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  Avec  $l_f = 0,7 * l_0$  : la longueur de flambement.

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{h*b^3}{12}$$

### Exemple de calcul (RDC et 1<sup>er</sup> étage)

$$\lambda_g = 0,7.L_0 = 0,7 \times 2,76 = 1,93$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1,93}{12}} = 0,40$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,93}{0,40} = 4,82 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,85$$

$$Br = 2304 \text{ cm}^2$$

$$Nu = 0,85 * \left[ \frac{0,2304 * 25}{0,9 * 1,5} + 24,13 * 10^{-4} \frac{400}{1,15} \right] * 10^3 = 4334,4$$

**Tableau VII.4** Vérification au flambement des poteaux des différents étages.

Niveau	$I$	$\lambda$	$\alpha$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Br(\text{cm}^2)$	$N_{u \max}(\text{KN})$	$N_U(\text{KN})$	Observation
<b>50x50</b>	0,4	4,82	0,85	24,13	2304	3093,19	4334,4	Vérifiée
<b>45x45</b>	0,4	4,82	0,85	18,47	1849	2226,32	4048,06	Vérifiée
<b>40x40</b>	0,4	4,82	0,85	15,14	1444	1436,31	2717	Vérifiée
<b>35x35</b>	0,4	4,82	0,85	11,5	1089	704,5	2048	vérifiée

### 3.3 Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

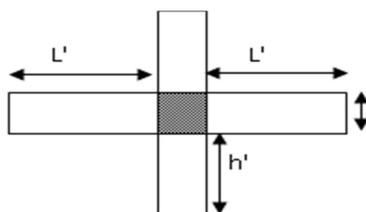
$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0,4 \text{ MPa}) = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\text{Zone courante : } \frac{4,02 \times 400}{50 \times 15} = 2,14 \text{ Mpa} \geq 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{4,02 \times 400}{50 \times 10} = 3,22 \text{ Mpa} \geq 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.



## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

Figure-VII-1-zone nodale

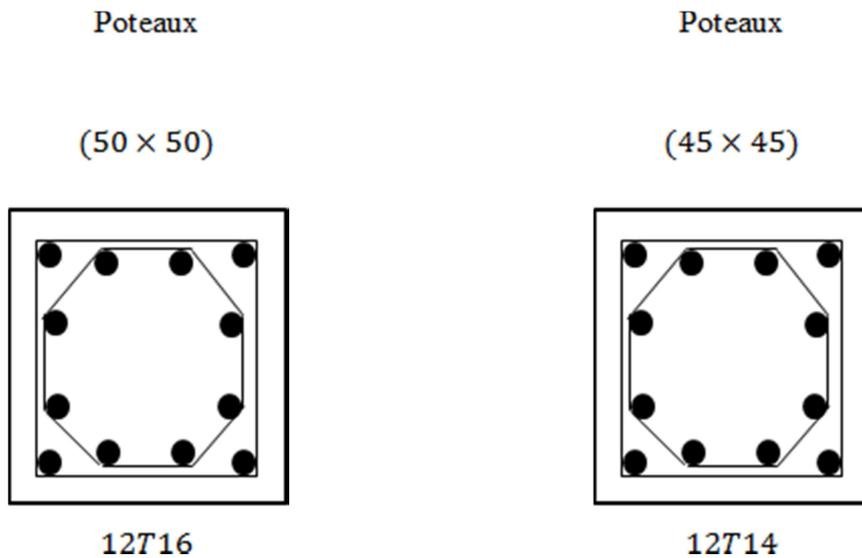
Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

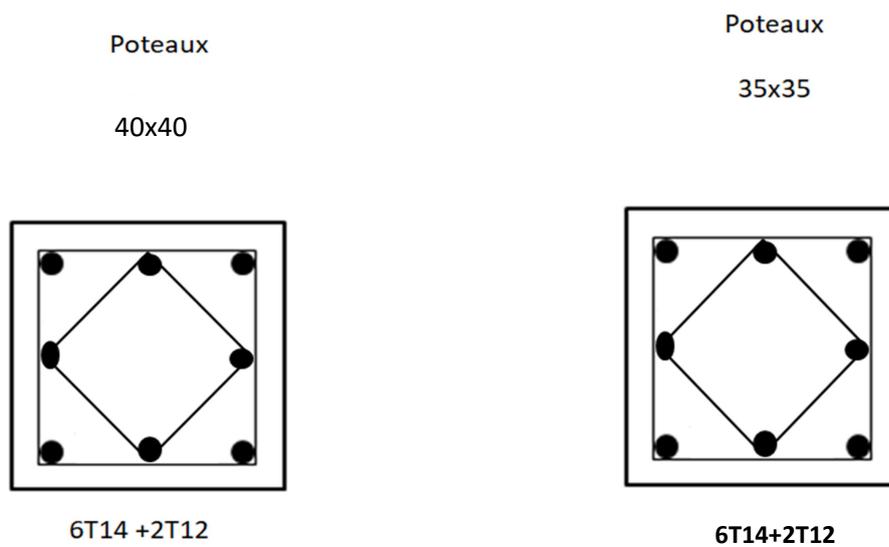
$$\begin{cases} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60\text{cm}) = \text{Max}(306/6; 50; 50; 60) = 60\text{cm} \\ L' = 2.h = 2 \times 50 = 100\text{cm} \end{cases}$$

### Disposition constructive des armatures des nœuds :

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'évité l'éclatement de ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :





**Figure-VII-2**-Dessin de ferrillages des sections des poteaux

### VII .2. Ferrailage des poutres :

#### VII 2.1. Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort Normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>eme</sup> genre

- Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :  $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

- Sollicitation du 2<sup>eme</sup> genre :  $\begin{cases} S_{p2}=0,8G \pm E. \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$

➤ Si  $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p1}$

➤ Si  $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$  on détermine les armatures sous  $S_{p2}$ .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour une situation accidentelle :  $\begin{cases} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18.48 \text{ Mpa} \end{cases}$

Pour une situation courante :  $\begin{cases} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.} \end{cases}$

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa}$$

### VII 2.2.2- Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{\min} = 0,5\% (bxh)$
- Section d'armature maximale:  $A_{\max 1} = 4\% (bxh)$  (Zone courante)  
 $A_{\max 2} = 6\% (bxh)$  (Zone de recouvrement)
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de :

$$\left[ \begin{array}{l} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{array} \right.$$

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

### VII.2.2.3- Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

#### ✓ Poutres principales (30x45) cm<sup>2</sup> :

##### Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{6,75 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{54 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 45 / 100 = \mathbf{81 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

##### ➤ En appuis :

##### ➤ Etat limite ultime

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 122.3 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 249.92 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0,49 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_2\text{)}$$

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

### Données :

- Largeur de la poutre  $b = 30$  cm.
- Hauteur de la section  $h_t = 45$  cm.
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0.9h_t = 40,5$  cm
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48$  Mpa
- $\sigma_s = 400$  Mpa

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{249.92 \times 10^3}{30 \cdot (40,5)^2 \cdot 18,48} = 0,274 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,836$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{249.92 \times 10^3}{0,836 \times 40,5 \times 400} = 18.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **6T20** ce qui nous donne **A = 18.85 cm<sup>2</sup> / ml**

### ➤ En travées :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 70.66 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 180.61 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 0,39 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{180.61 \times 10^3}{30 \cdot (40,5)^2 \cdot 18,48} = 0.198 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,889$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{180.61 \times 10^3}{0,889 \times 40,5 \times 400} = 12.54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : **3T20+3T16** ce qui nous donne **A = 15.45 cm<sup>2</sup> / m**

## VII 2.4-Vérifications

### 1.4-1-Poutres principales (30x45) cm<sup>2</sup>

#### Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,1 / 400 = 1,397 \text{ cm}^2.$$

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

$A_{adoptée} > A_{min}$ .....condition vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 210.96 \times 10^3 / (300 \times 400,5) = 1.75 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 1.75 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$ .....condition vérifiée.

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

### Calcul les armatures transversales :

#### Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_1)$$

$$\Phi_t \leq \min (12,86 ; 30 ; 20)$$

On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

#### Espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (40,5 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le R.P.A 99/2003:

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (11,25 ; 19,2 ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } St \leq h/2$$

$$St \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

#### Section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,02 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,063 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

#### Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,87 ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,87 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,87 \times b}{f_e} = \frac{0,87 \times 30}{235} = 1.1 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 2,55 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 6\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

**Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_{\max} = 210.96 \text{ kN} \quad M_{\text{app}} = 249.92 \text{ kN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 249.92 / 0,9 \times 40,5 \times 10^{-2} = 694.22 \text{ kN} > 210.96 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

**-Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b = Fb/S \quad Fb = T\sqrt{2} \\ d'où: \bar{\sigma}_b = 2T/ab \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{(l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b / \sqrt{2} \end{array} \right. \end{cases}$$

a : Longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$ , mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la biellette est légèrement différentes de  $45^\circ$  donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / 0,8 b f_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 210.96 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 1.05 \text{ m}$$

$$a' = b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 25 \text{ cm}$$

$$a = 25 \text{ cm} > 8.3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Entraînement des armatures :**

**Vérification des contraintes d'adhérence :**

$$\tau_{\text{user}} = T / 0,9 d \cdot \mu \cdot n \leq \tau_{\text{ser}} = \psi s \cdot f_{t28}$$

$\psi s$ : coefficient de scellement  $\psi s = 1,5$  pour H.A

T : Effort tranchant max  $T = 210.96 \text{ kN}$

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus  $n = 6$

$\mu$  : Périmètre d'armature tendu  $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{user}} = 210.96 \times 10^3 / 0,9 \times 40,5 \times 5,024 \times 6 \times 10^2 = 1.92 \text{ Mpa}$$

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 1,92 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ Map}$$

La longueur de scellement droit  $l_s$  :

$$l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec :  $\Phi$  : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,30 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :

$$r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ m}$$

### Calcul des crochets :

Crochets courants angle de  $90^\circ$

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 40,5 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 28,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 2,26 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 28,1 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 2,31 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 27,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 2,80 \text{ cm}$$

### La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone I

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

### Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 89,24 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 4,68 \text{ cm}^2$$

### Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n \cdot A (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 74,88y - 3032,64 = 0 \Rightarrow y = 10,84 \text{ cm}$$

### Moment d'inertie :

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 68457,60 \text{ cm}^4$$

**Contrainte maximale dans le béton comprimée  $\sigma_{bc}$ :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{89.24 \times 10^3}{68457,60} \times 10,84 = 14.13 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 14.13 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$  .....condition vérifiée.

**Vérification de la flèche :**

$M_{tsmax} = 51.33 \text{ kN.m}$  . Tirée à partir du logiciel ETABS

$M_0 = (G+Q) l^2/8 = 25.35 \text{ kN.m}$  (à l'ELS )

$A_s = \mathbf{A = 15.45 \text{ cm}^2}$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,086 > 0,06 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,086 < 0,2 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ A_s/b.d \leq 4,2/f_c \Rightarrow 0,011 = 0,011 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

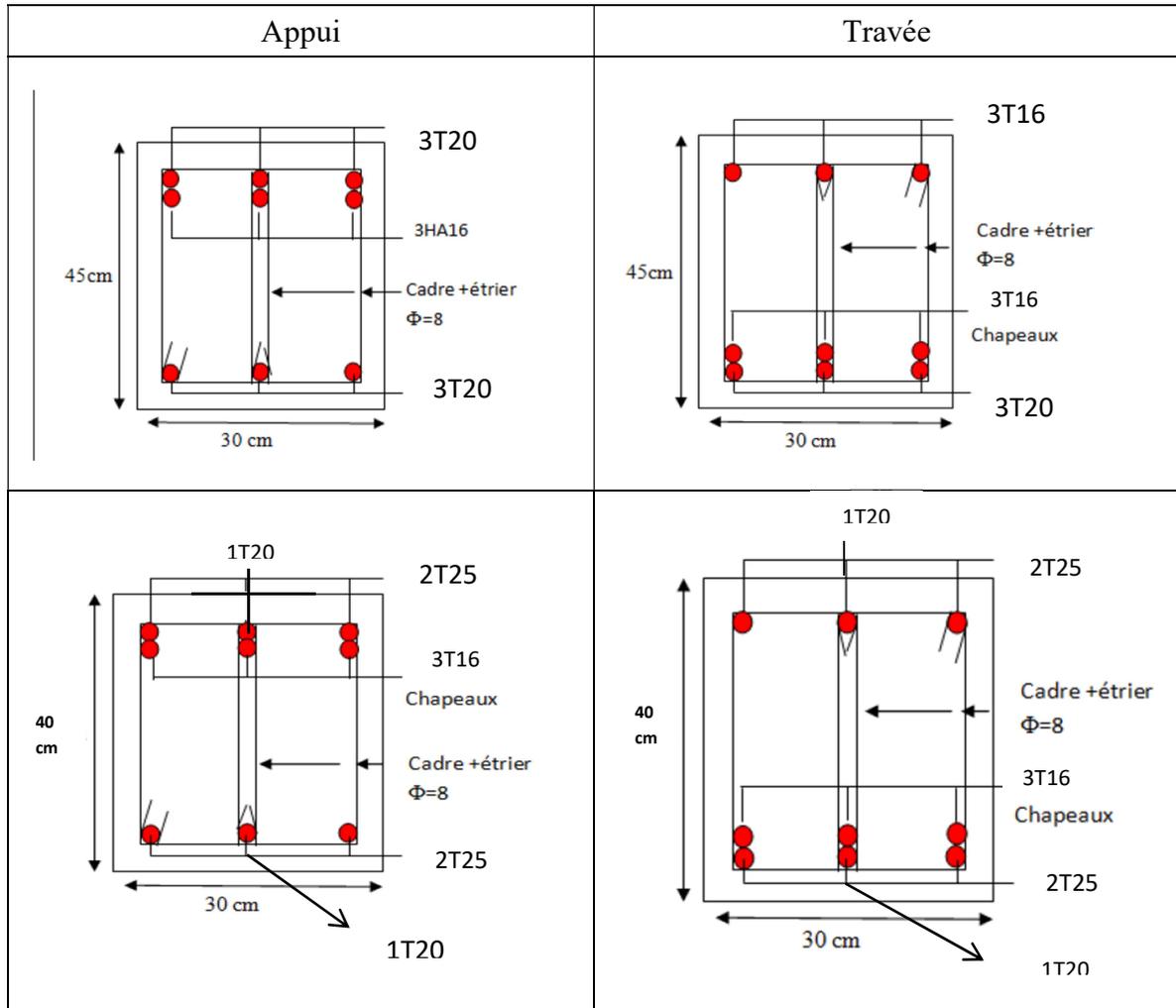
Les résultats obtenus sont notés dans tableau suivant :

**Tableau VII.5:** le ferrailage longitudinal et ferrailage transversal des déférentes

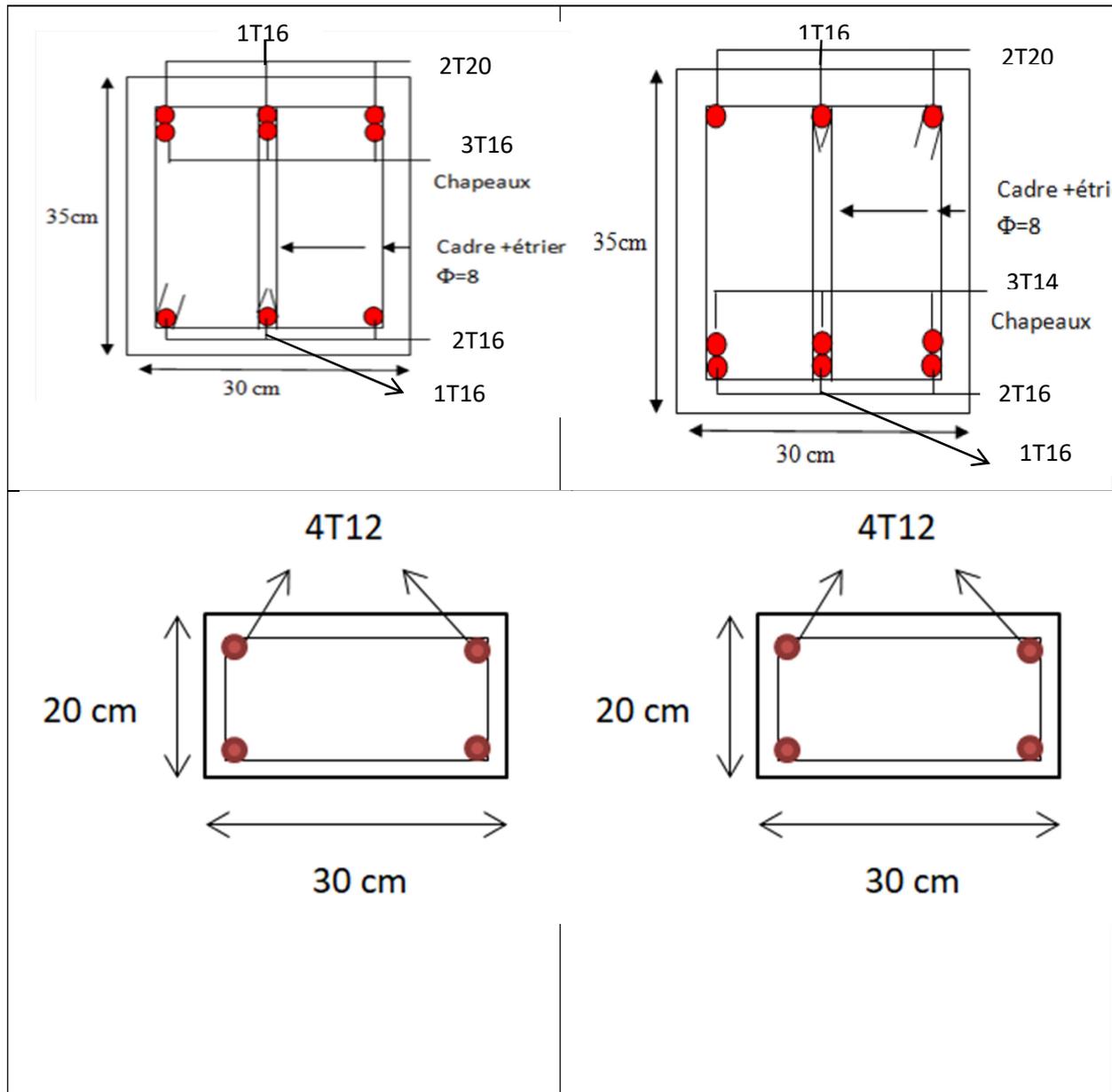
poutre	RPA	Moment cal		Travée		Appuis	
		Ma	Mt	A cal	choix	A cal	choix
Pp 30*45	6.75	249.92	180.61	12.45	3T20 + 3T16 =15.45	18.45	6T20=18.85
Ps 30*40	6	276.36	247.52	22.06	4T25+2T16= 23.66	25.89	4T25+2T20= 25.92
Ps 30*35	5.25	327.77	286.15	14.15	4T20+2T16= 16.59	16.26	4T20+2T16= 16.59
Bande Noyée 30*20	3	23.37	20.36	1.96	4T12=4.52	2.26	4T12=4.52

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

**Tableau VII.6 : section de ferrailage des poutres principales et secondaires**



## Chapitre VI : Etude des éléments structurant



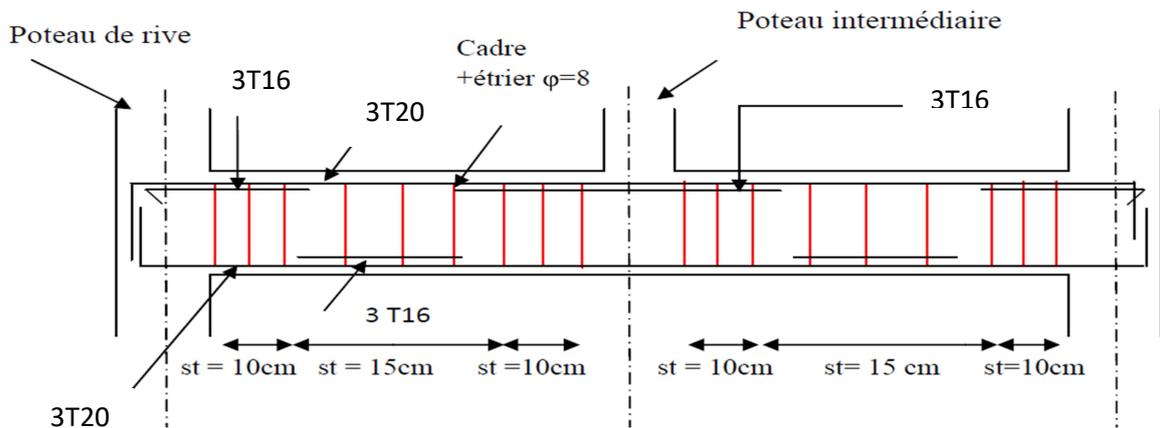


Figure V.3. Schéma de ferrailage de la poutre principale

### VII: Etude des voiles

#### VII.1- Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

#### VII.2 -Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

---

### **a) Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

### **b) Calcul :**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

### **VII.3- Le principe de calcul :**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$  ; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$  ; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

### **a) La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

---

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M * V}{I} \leq \bar{\sigma} \frac{0.85f_{c28}}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

Avec :

**N** : effort normal appliqué ;

**M** : moment fléchissant appliqué ;

**A** : section du voile ;

**V** : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

**I** : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- Premier cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  ; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :  $A_{min} = 0,15 \times a \times L$

- Deuxième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  ; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = \frac{F_T}{f_e}$  ; On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si :  $A_v < A_{min} = 0,15 \% \times a \times L$ , on ferraille avec la section minimale ;
- Si :  $A_v > A_{min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .
- Troisième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**b) Armatures verticale :**

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

---

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 110<sup>e</sup> de l'épaisseur du voile.

### *c) Armatures horizontales :*

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10%.

### *d) Armatures transversales :*

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

### *e) Armatures de coutures :*

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1.4 V_u \end{array} \right.$$

**$V_u$**  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de tracti

$$A = 1.5 \text{ m}^2$$

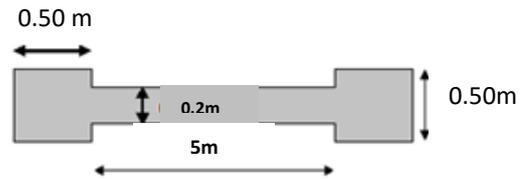
$$I = 2.08 \text{ m}^4$$

$$V = 0.5 + 5/2 = 3 \text{ m}$$

$$0,8G + EY :$$

$$N = 4719.4 \text{ kN} ; M = 63529.04 \text{ kN.m}$$

$V_u = 4268.57 \text{ kN}$  on dus au moment de renversement.



**VII.4:** Schéma du voile + poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} = 94.77 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I} = -88.5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On est dans le 1<sup>er</sup> cas, ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) > 0, La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L$$

### **b) Calcul des armatures verticales :**

D'après le RPA99 (version 2003) on à :

$$A_{min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1m \Rightarrow A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / ml$$

Le diamètre

$$D \leq 1 \cdot a / 10 \text{ (mm)} \leq 1 \times a / 10 \text{ (mm)} \Rightarrow D \leq 1 \times 200 / 10 \Rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

Donc : on prend : **5T12 p.ml = 5.65 cm<sup>2</sup>**

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

c) *Armatures de couture :*

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \frac{1.4V_u}{f_e} = 0.000164 \text{ m}^2 = 1.64 \text{ cm}^2$$

d) *Armatures totale :*

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 4.64 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend : **5T12 p.ml = 5.65 cm<sup>2</sup>**

e) *L'espacement :*

Selon le BAEL 91, on a :  $St \leq \{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$

VII.5 -Vérification à l'ELS :

a) *L'espacement :*

Selon le RPA 99/03 :  $St \leq \{1,5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

Donc :  $St \leq \{St \text{ BAEL} ; St \text{ RPA}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de **St=15 cm**

b) *Vérification des contrainte de cisaillement :*

• BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4268.57}{20 * 0.9 * (216)} = 1.1 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_c 28 ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

• RPA 99/2003 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.4 * 4268.57}{20 * 0.9 * (216)} = 1.53 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.53 \text{ MPa} < \tau_b = 0,2 f_c 28 = 5 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

Donc pas de risque de cisaillement

c) Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{S + (15 \times A_s)} = \frac{6291.55}{20 \times 216 + (15 \times 5.65)} = 1.43 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ *Condition vérifiée*

**VII.6 -Disposition des armatures :**

**VII.6.1- Armatures verticales :**

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm, selon le BAEL 91 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur 1/10 De la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

$$\text{On a: } \left\{ \begin{array}{l} St = 15 \text{ cm} \rightarrow St_2 = 7,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{condition vérifiée} \\ L = 500 \text{ cm} \rightarrow L_{10} = 50 \text{ cm} \end{array} \right.$$

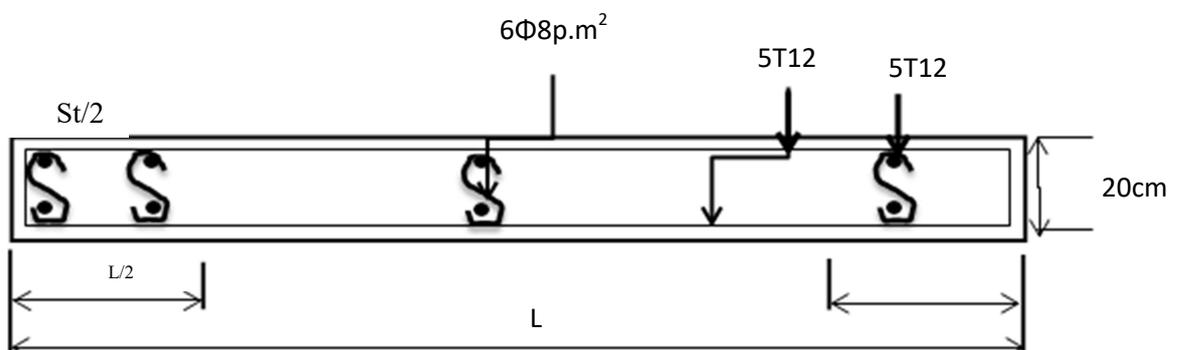


Figure VII.5 : La disposition des armatures verticales dans les voiles.

**VII.6.2- Armatures horizontales :**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135°

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

ayant une longueur de  $10\phi$  ;

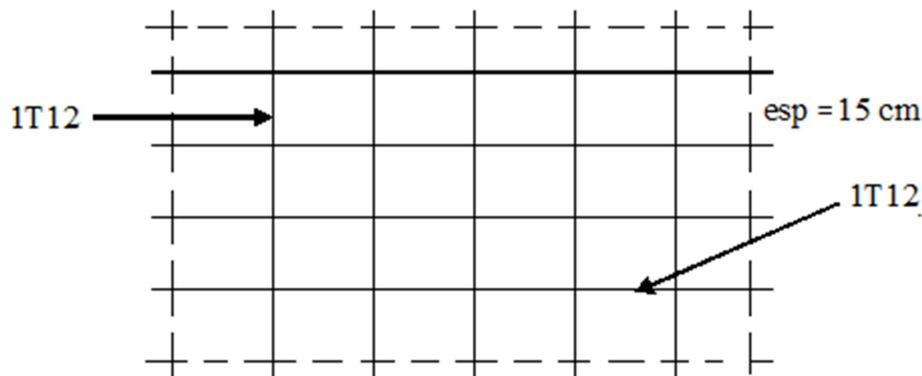
- Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur ;
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur :  
$$S_t \leq \min \{1,5e ; 30 \text{ cm}\}$$
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

### VII.6.3 -Armatures transversales :

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

#### Remarque

- 1- On adopte le même ferrailage pour tous les voile.
- 2- Vu que les sections d'armatures verticales calculées ( $A_{cal}$ ) sont petites et que les dimensions des voiles sont les mêmes jusqu'au niveau 11 , on a opté: pour un même ferrailage de l'entre sol jusqu'au niveau 11 (ferrailage minimum du RPA) et un autre ferrailage du niveau 11 au dernier niveau.



FigureVII.6 : La disposition du ferrailage du voile.

## Chapitre VI : Etude des éléments structurant

---

### Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

# **Chapitre VII :**

## **Etude de**

### **L'infrastructure**

### **VIII.1.Introduction :**

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

### **VIII.2. Étude des fondations :**

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

Notre terrain a une contrainte admissible de 2 bars et un ancrage de 3 m.

- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :

1. Dimensionnement à l'ELS .

2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire .
- La nature et l'homogénéité du bon sol .
- La capacité portante du terrain de fondation .
- La facilité de réalisation.

### **VIII.3. Choix du type de fondations :**

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Radier général.

### VIII.3.1 Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol .
- Transmettre au sol la totalité des efforts .

Éviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction du sol  $\cong$  poids total de la structure).

### VIII.3.2. Pré dimensionnement du radier:

Poids supporté par le radier.

Superstructure  $G_T$  : La charge permanente totale.

$Q_T$  : La charge d'exploitation totale.

$$G_T = 69583.05 \text{ KN}$$

$$Q_T = 9362.36 \text{ KN}$$

- **Combinaison d'actions :**

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 107980.66 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 78945.41 \text{ KN}$$

- **Surface du radier:**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 78945.4 \text{ KN}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 78945.41/200 = 394.73 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise  $S_{\text{radier}} = 394.73 \text{ m}^2$ .

- **Calcul de l'épaisseur du radier :**

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

- **1<sup>ère</sup> condition :**

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06 \cdot F_{c28}$$

**V<sub>u</sub>**: Effort tranchant ultime :  $V_u = Q \cdot L / 2$

**L** : Longueur maximal d'une bande 1m ;  $L = 5,5\text{m}$

$$Q_u = N_u / S = 107980.66 / 394.73 = 273.55 \text{KN/m}^2.$$

$$\text{Par ml : } Q_u = 273.55 \times 1 = 273.55 \text{KN/ml.}$$

$$V_u = 273.55 \times 5,5 / 2 = 752.26 \text{KN}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{752.26 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0.50\text{m}$$

- **2<sup>ème</sup> condition :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec : } L = 550 \text{ cm}$$

$$22 \leq d \leq 27.5$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm} \quad ; \text{ on prend : } h = 30 \text{ cm} \quad ; \quad d = 27 \text{ cm}$$

Mais pour des raisons de sécurité on propose  $d = 35 \text{ cm}$ .

### VIII.3.3. Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 57.78\text{cm} \leq h \leq 86.67 \text{ cm}$$

On prend :  $d = 85.5 \text{ cm}$  ;  $h = 95 \text{ cm}$  ;  $b = 40 \text{ cm}$ .

- a. Vérification des contraintes :**

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 25 [0,30 \times 394.73 + 0,90 \times 0,45 \times 157.5] = 4220.47 \quad \text{KN}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 78945.41 + 4220.47 = 83165.88 \text{KN.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{86165.88}{394.73} = \text{KN/m}^2 \leq 200 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### b. La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec : **I** : Inertie de la poutre : **E** : Module d'élasticité du béton,  $E = 32164.2 \text{ KN/m}^2$ .

$$I = bh^3/12 = 0,40 \times (0,80)^3 / 12 = 0,017 \text{ m}^4.$$

**b** : Largeur de la poutre  $b=0,40 \text{ m}$ .

**K** : Coefficient de la raideur de sol  $k = 40 \text{ KN/m}^3$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164.2 \times 0,017}{40 \times 0,45}} = 3.42 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5.2 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 5.37 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$L_{\max}$  : La longueur maximale entre nus des poteaux.

### VIII.3.3. Evaluation des charges pour le calcul du radier:

$$Q = \sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{78945.41}{394.73} = 200 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{78945.41}{394.73} = 200 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{\max} - \sigma_{radier} = 192.5 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$\mathbf{Q = 192.5 \text{ KN/m}^2}$$

### VIII.4. Ferrailage Du Radier :

#### VIII.4.1. Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis  $L_x$  et  $L_y$  avec  $L_x \leq L_y$ .

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

- **1<sup>ère</sup> cas :**

Si :  $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$  La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont données par :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$  ;  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$ .

#### 1. Moment en travée :

$M_t = 0,85M_o$ .....panneau de rive.

$M_t = 0,75M_o$ .....panneau intermédiaire.

### 2. Moment sur appuis :

$M_a = 0,3M_0$ .....appuis de rive.

$M_a = 0,5M_0$ .....appuis intermédiaire.

- **2<sup>ème</sup> cas :**

Si:  $\alpha = L_x/L_y < 0,4$  La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand

#### Exemple de calcul : ( Panneau de rive )

$$\alpha = L_x / L_y = 3,80 / 5.2 = 0,73 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

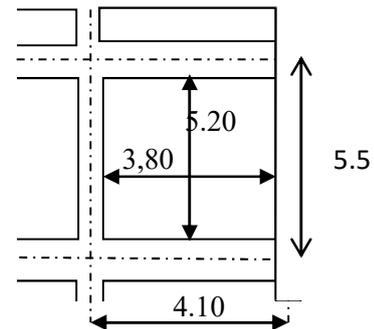
$$\alpha = 0,73 \Rightarrow \mu_x = 0,0646; \mu_y = 0,4780.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0646 \times 192.5 \times (3,8)^2 = 179.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{0y} = 0,4780 \times 179.56 = 85.82 \text{ KN.m}$$



**Figure .VIII.1** Schéma du panneau le plus défavorable

### 1. En travée :

- **Sens x :**

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 179.56 = 152.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{152.62 \cdot 10^3}{100(35)^2 \cdot 14,2} = 0,088 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,032 \rightarrow \beta = 0,954$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{152.62 \cdot 10^3}{0,987 \cdot 35 \cdot 348} = 12.69 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5T20 / ml**,  $A = 15.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Sens-y :**

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 85.82 = 72.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{72.94 \cdot 10^3}{100(35)^2 \cdot 14,2} = 0,042 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,042 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{72.94 \cdot 10^3}{0,979 \cdot 35 \cdot 348} = 6.11 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5T14 / ml**,  $A = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $S_t = 20 \text{ cm}$

### 2. En appuis :

- **Sens x :**

$$M_{ax} = 0,3M_{ox} = 0,3 \times 179.56 = 53.86 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{53.86 \cdot 10^3}{100(35)^2 \cdot 14,2} = 0,03 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,03 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{53.86 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 35 \cdot 348} = 4.48 \text{cm}^2.$$

On adopte : **4T12 / ml**,  $A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $St = 20 \text{ cm}$

- **Sens-y :**

$$M_{ay} = 0,3M_{oy} = 0,3 \times 85.82 = 25.74 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25.74 \cdot 10^3}{100(35)^2 \cdot 14,2} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25.74 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 35 \cdot 348} = 2.13 \text{cm}^2.$$

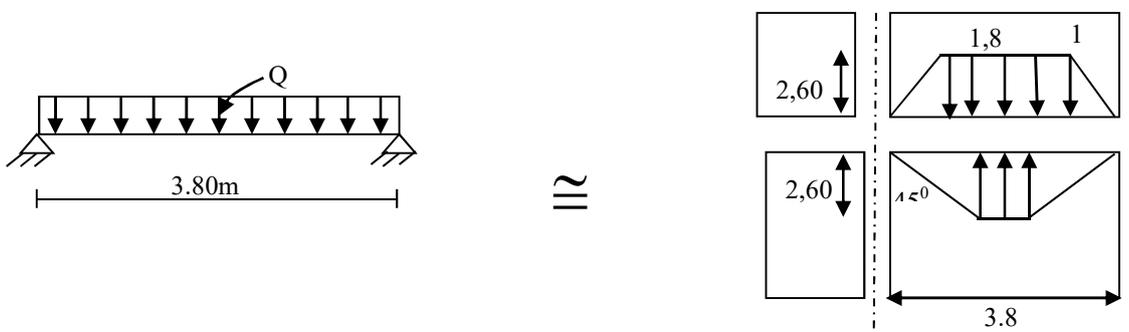
On adopte **4T12 / ml**,  $A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $St = 15 \text{ cm}$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

### VIII.4.3. Ferrailage des poutres de libage:

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y > 0,4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

#### Sens longitudinale :



**Figure VIII.2:** Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

### 1. Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec :  $Lx_1 = 3,8m$

$Ly_1 = 5.2 m$

$Lx_2 = 1.8 m$

$Q = 192.5 KN/m^2$

Donc :

$$Q' = \frac{192.5}{2} \left[ \left( 1 - \frac{3,8^2}{3 \times 5.2^2} \right) . 3,8 + \left( 1 - \frac{3,8^2}{3 \times 5.2^2} \right) . 1.8 \right] = 442.32 KN/m$$

$$M_0 = \frac{Q' . L^2}{8} = \frac{442.32 \times 5.2^2}{8} = 1495 KN.m$$

### 2. Calcul du ferrailage :

#### A .En travée :

$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 1495 = 1270,8 KN.m$ ,  $b = 45cm$ ,  $h = 90cm$ ,  $d = 0,9.h = 85.5cm$

$$\mu = \frac{M_t}{b . d^2 . \sigma_{bc}} = \frac{1270,8 . 10^3}{45 . (85,5)^2 . 14,2} = 0,272 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,838$$

$$A_1 = M_t / \sigma_s . \beta . d$$

$$A_1 = 1270,8 . 10^3 / 348 \times 0,838 \times 85,5 = 50,95 cm^2$$

$$\text{on adopte } \begin{cases} 1^{ere} \text{ lit } 5T25 \\ 2^{eme} \text{ lit } 5T25; A = 73,62 cm^2 \\ 3^{eme} \text{ lit } 5T20 \end{cases}$$

#### b.En appuis :

##### 1 : Appuis intermédiaires :

$M_a = 0,5M_0 = 0,5 . 1495 = 747,5 KN.m$

$$\mu = 0,160 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,160 \rightarrow \beta = 0,912$$

$$A_s = 27,55 cm^2$$

On adopte : (4T25) Fil + (4T20) chap. ;  $A = 32,21 cm^2$ .

### 2 : Appuis de rive :

$$M_a = 0,3.M_0 = 0,2.1495 = 448.5 \text{ KN.m}$$

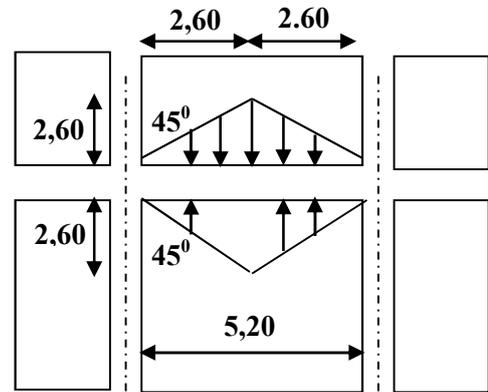
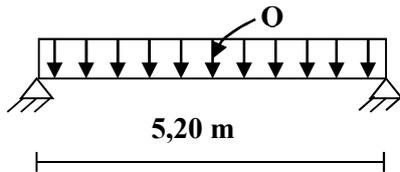
$$\mu = 0,096 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,051 \rightarrow \beta = 0,949$$

$$A_s = 15.88 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T25**;  $A = 19.64 \text{ cm}^2$ .

### Sens transversal :



**Figure VIII.3:** Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture

### 1. Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

$$\text{Tel que : } Q = 192.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Lx_1 = 3,8 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 192.5 \times 3,8 = 487.67 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{487.68 \times 3,8^2}{8} = 880.24 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

a. En travée :

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 \cdot 880.24 = 748.20 \text{ KN.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 90 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 85.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{748.20 \cdot 10^3}{45 \cdot (85.5)^2 \cdot 14,2} = 0,160 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,838$$

$$A_1 = M_t / \sigma_s \cdot \beta \cdot d$$

$$A_1 = 748.20 \cdot 10^3 / 348 \times 0,912 \times 85.5 = 27.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}25 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 ; A = 32.21 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### a. En appuis :

#### 1 : Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_o = 0,5.880.24 = 440.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,094 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu=0,094 \rightarrow \beta=0,931$$

$$A_s = 15.88 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T16 fil + 4T16 chap.** ;  $A = 16,08 \text{ cm}^2$ .

#### 2 : Appuis de rive :

$$M_a = 0,3M_o = 0.3 \times 880.24 = 264 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,056 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu=0,056 \rightarrow \beta=0,971$$

$$A_s = 9.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T20+4T14**;  $A = 12.32 \text{ cm}^2$ .

### VIII .4.4. Armature De Peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  **$h_a \geq 2 (80 - 0,1 f_e) = 80 \text{ cm}$** .

Dans notre cas  $h_a=80 \text{ cm}$  (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section  **$(h \times b_0) = (0,90 \times 0,45) \text{ m}^2$** ,

$$\text{on a : } A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{sp} = 3 \times 2 (0,45 + 0,90) = 8.1 \text{ m}^2$$

On adopte : **4T20 Fil** ;  $A = 12.57 \text{ cm}^2$ .

### VIII .5. Les Vérifications :

#### VIII .5.1. Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 38.11 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{38.11}{0,45 \cdot 0,85 \cdot 100} = 0,99 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,50 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0,99 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

#### VIII .5.2. Armatures transversales :

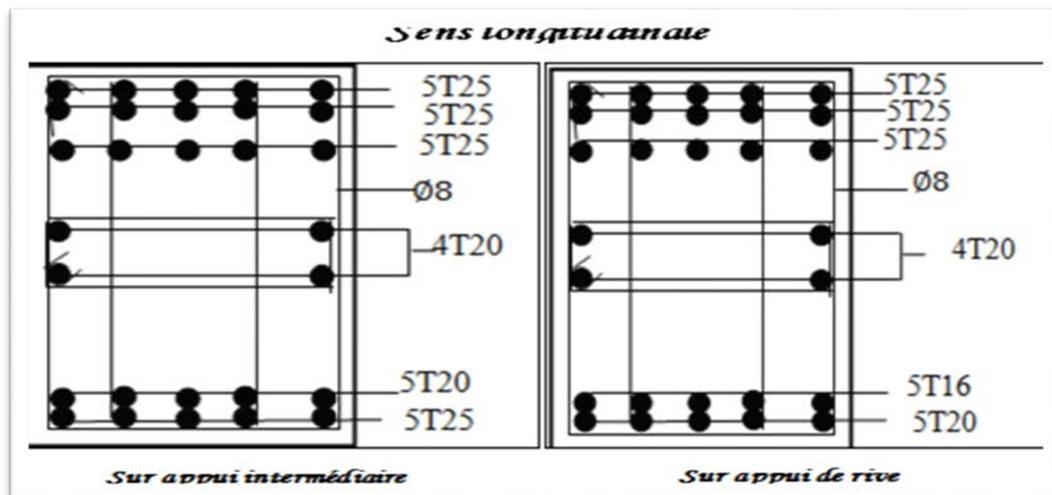
**-Diamètre :**  $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(25,75; 10; 45) = 10 \text{ mm}$   
on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

**-Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_l\right) = \min(22.5, 12) = 12 \text{ cm}$$

on prend  $S_t = 15 \text{cm.}$

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10,  $A=3,14 \text{cm}^2$ .



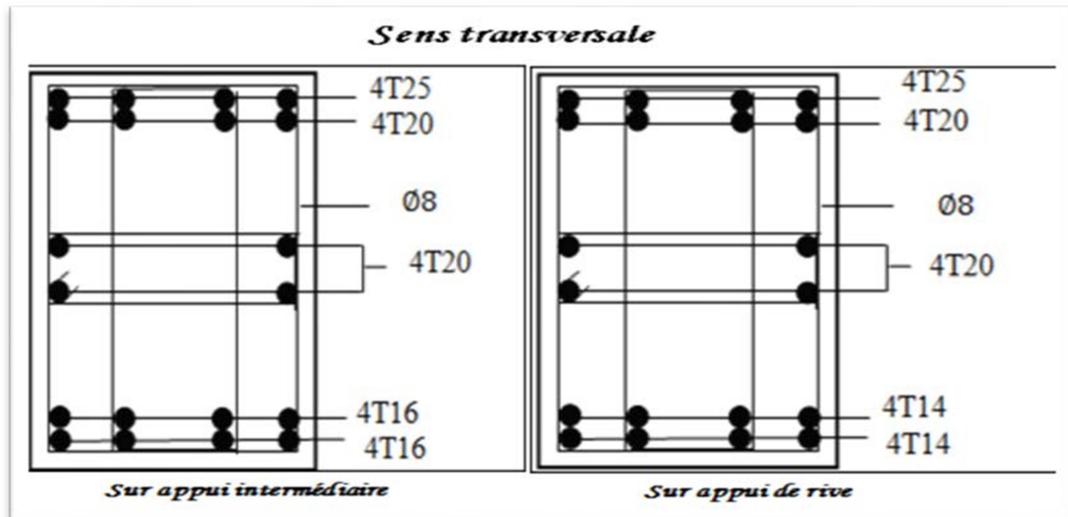


Figure VIII.3 .Ferrailage des nervures.

### VIII.5. Etude du Voile périphérique

#### 5.1. Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

#### 5.2. Dimensionnement des voiles

- La hauteur  $h=3.6$  m
- La longueur  $L=29.4$ m
- L'épaisseur  $e=20$ cm

#### 5.3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 20 \text{KN}/\text{m}^3$
- L'angle de frottement  $\varphi = 18^\circ$
- La cohésion  $c=0,44$  bar

### 4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres**

$$G = h * \gamma * tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{4} \right) - 2 * c * tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{4} \right)$$

**Remarque :**

L'expérience montre que le rôle de la cohésion qui varie dans le temps est mal connu et difficilement mesurable, pour cela, la négliger va dans le sens de la sécurité (on a pris  $c=0$ )

$$G = 3.6 * 20 * tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) = 38 \text{ KN/ml}$$

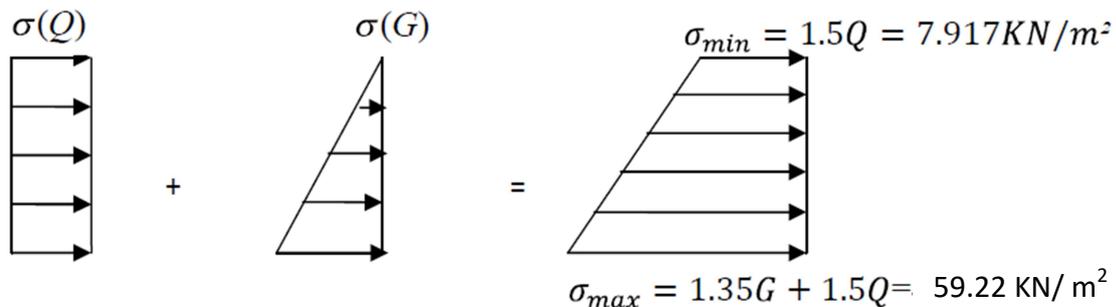
**Surcharge :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 10 * tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{18}{2} \right) = 5.278 \text{ KN/ml}$$

### 5.5. Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.



**Figure VIII.4 .Répartition des contraintes sur le voile**

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 46.39 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q = \sigma_{moy} * 1 \text{ ml} = 46.39 \text{ KN} * \text{ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.6 \text{ m} \qquad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 5.5 \text{ m} \qquad e = 20 \text{ cm}$$

## Chapitre VII : Etude de L'infrastructure

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.65 \rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens .}$$

Le calcul est similaire aux calculs effectués dans les planchers en dalle pleine :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.075 \\ \mu_y = 0.3613 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 105.24 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 89.45 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 11.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -31.57 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ay} = -7.6 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% b h \dots \dots \dots \text{RPA/2003.(art.10.1.2)}$$

**Tableau VIII.1.** Ferrailage des Voiles périphériques à l'ELU

Localisation bu		Mt (KN.m)	$\mu_u$	$\alpha$	Z	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	89.45	0.06	0.080	0.165	1.57	1.4	4T10 = 3.14
	Appui	31.57	0.211	0.872	0.211	0.43	1.4	4T10 = 3.14
Y-Y	Travée	11.14	0.074	0.996	0.195	0.16	1.4	4T10 = 3.14
	Appui	7.6	0.051	0.997	0.195	0.11	1.4	4T10 = 3.14

✓ **Espacements**

**Sens x-x :** St min (2 e ; 25cm)=25cm . St=25cm.

**Sens y-y :** St min (2 e ; 25cm)=25cm. St=25cm.

**Vérifications**

### Effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{v}{bxd} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15x f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$

On a :

$$V_{ux} = \frac{q_u x Lx}{2} x \frac{Ly^4}{Lx^4 x Ly^4} = \frac{46.39 x 3.6}{2} x \frac{5.5^4}{3.6^4 + 5.5^4} = 70.55 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u x Ly}{2} x \frac{Lx^4}{Lx^4 x Ly^4} = \frac{46.39 x 5.5}{2} x \frac{3.6^4}{3.6^4 + 5.5^4} = 19.77 \text{ KN}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{0.07055}{1 x 0.32} = 0.22 \leq \bar{\tau} = 2.5 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\tau_u = \frac{0.01977}{1 x 0.32} = 0.06 \leq \bar{\tau} = 2.5 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

✓ **Vérfications à l'ELS**

$$\sigma_{max} = G + Q = 43.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 5.078 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 33.73 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q = \sigma_{moy} * 1 \text{ ml} = 33.73 \text{ KN} * \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.075 \\ \mu_y = 0.3613 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 76.52 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 27.65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 65.04 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 23.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -22.95 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ay} = -8.30 \text{ KN.m}$$

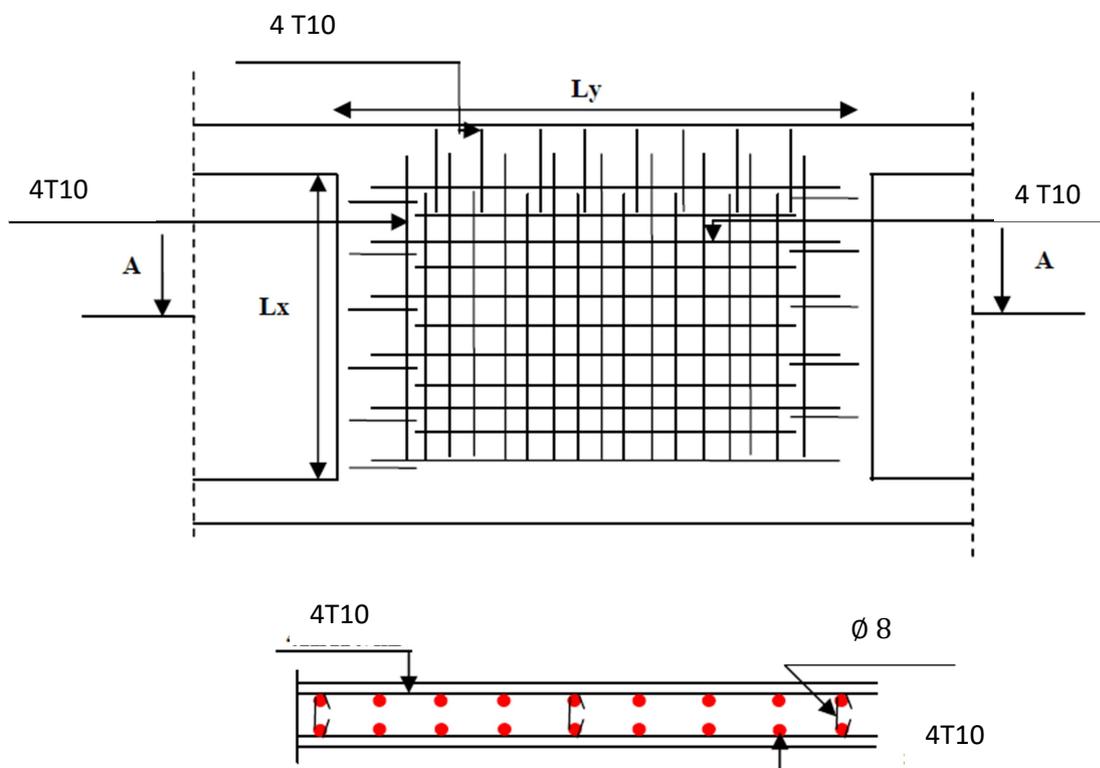
$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} xy \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{Ms}{I} x(d - y) \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min\left(\frac{2}{3} x f_{c28}; \sqrt{n x f_{c28}}\right) = 16.67 \text{ MPa}$$

## Chapitre VII : Etude de L'infrastructure

**Tableau VIII.2.** Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation bu		Mt (KN.m)	Y(cm)	$I(m^4)$	$\sigma_{bc}$	obs	$\sigma_s$	obs
X-X	Travée	65.04	3.88	10330.8	2.5	CV	3.39	CV
	Appui	-22.95	3.32	6495.42	1.1	CV	0.42	CV
Y-Y	Travée	23.46	3.32	6495.42	1.2	CV	0.43	CV
	Appui	-8.3	3.32	6495.42	0.42	CV	0.15	CV



**Figure.VIII.5.** Schéma de ferrailage du voile périphérique

# Conclusion

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".

- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.

- ✓ La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

- ✓ Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important

- ✓ D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

# ***Bibliographie***

## Règlements

- 1- RPA99/V2003 : Règlement Parasismique Algérienne, Edition CGS.
- 2- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme, Edition CGS 29 Décembre 1993.
- 3- BAEL91 modifier 99 : béton armé aux états limites, Edition Eyrolles, Troisième 2000.
- 4- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges), Edition CGS Octobre 1988.

## **Livres et Documents :**

- Cours de Béton armé 3ème année et M1.
- Mémoires de fin d'études précédentes.

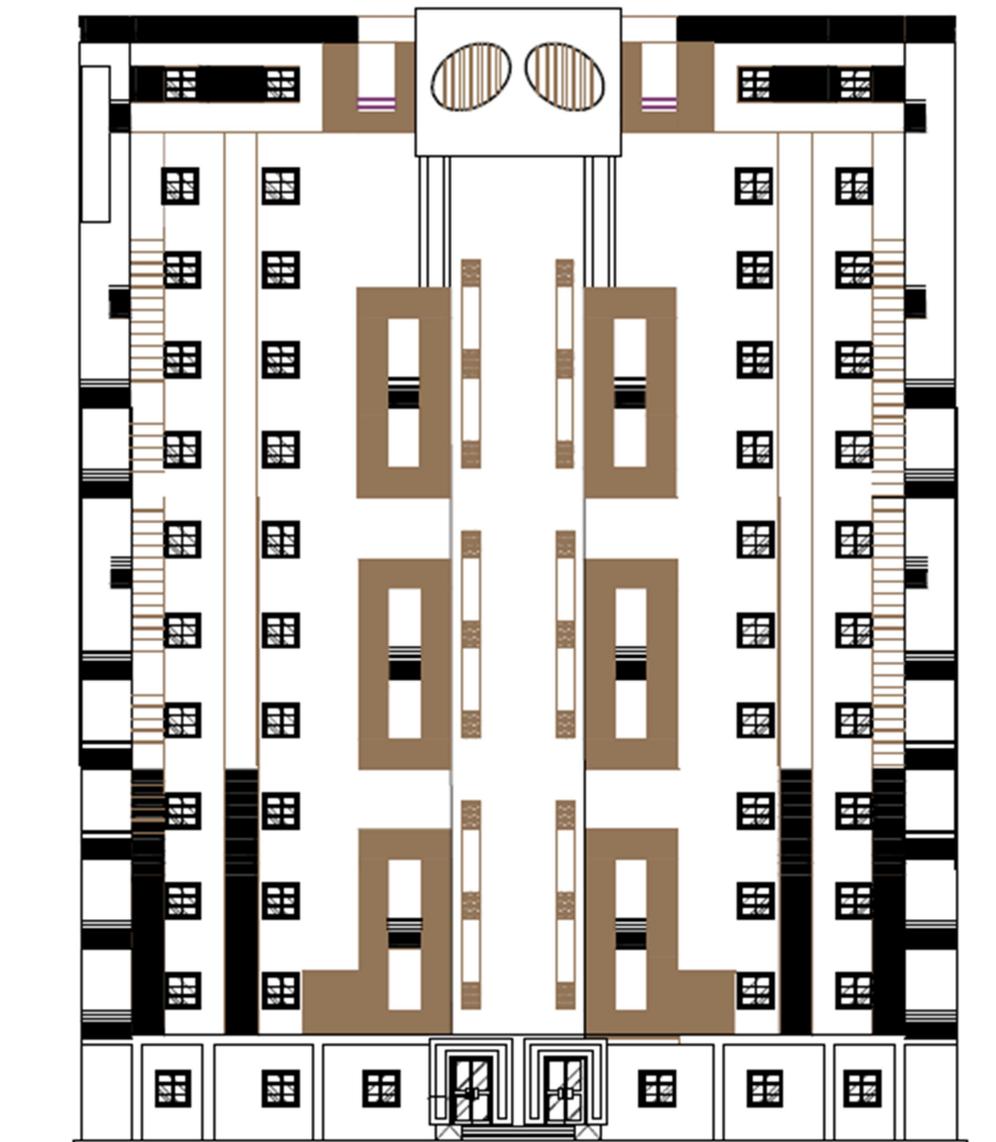
## **Logiciels**

- **ETABS 9.7.4(pour l'analyse des structures)**
- **sap2000.v14**
- **AUTOCAD 2010**
- **WORD 2010 (pour le traitement du texte).**
- **EXCEL 2010**

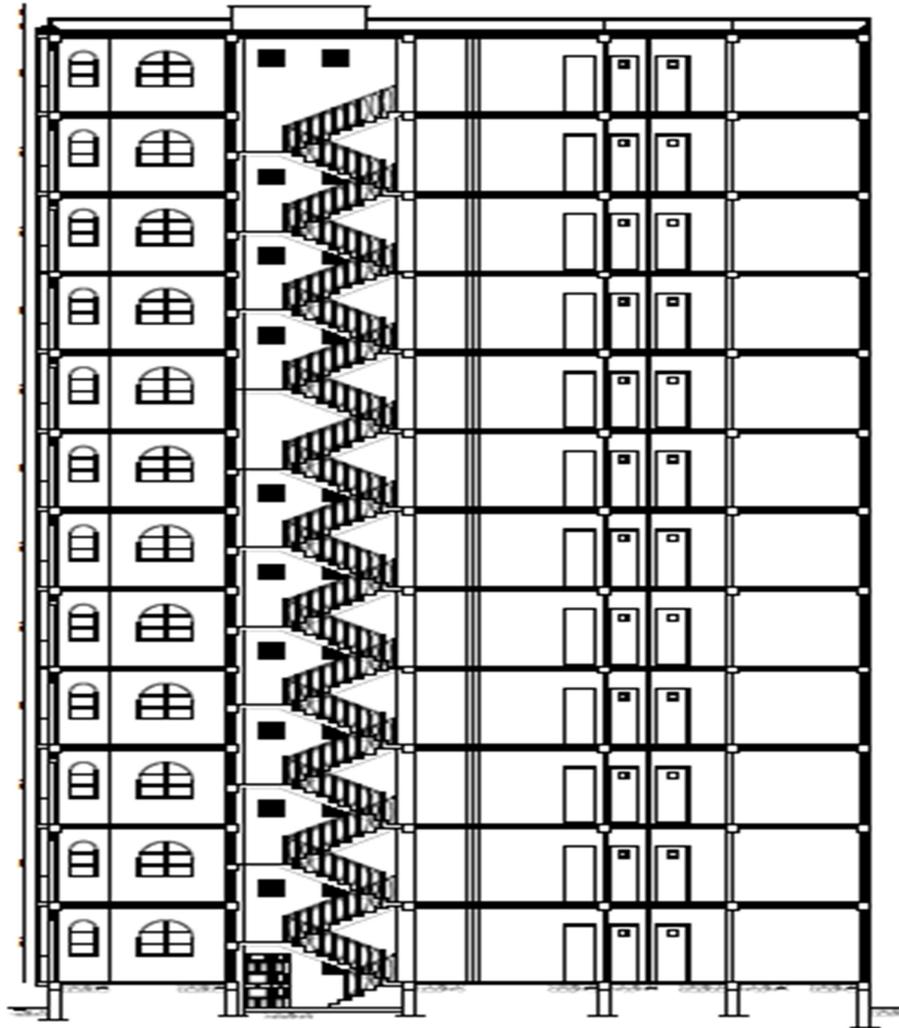
**PLANS**

**D'ARCHITECTURE**





Plan de façade



**Coupe A-A**