

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République algérienne démocratique et populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
المركز الجامعي لعين تموشنت  
Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent  
Institut de Technologie  
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études  
Pour l'obtention du diplôme de Master en :  
Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE  
Filière : GENIE CIVIL  
Spécialité : structure  
**Thème**

**ÉTUDE D'UN BÂTIMENT« entresol, RDC + 4  
ÉTAGES » DU FORME IRRÉGULIÈRE À USAGE  
MULTIPLE**

**Présenté Par :**

1) TAOULI YOUSSEF

**Devant le jury composé de :**

Mr Derbal Rachid	MCA	C.U.B.B (Ain Témouchent)	Président
Mr. AMARA Khaled	MCA	C.U.B.B (Ain Témouchent)	Encadreur
Mme Moussi Ouahiba	MAA	C.U.B.B (Ain Temouchent)	Examineur
Mme Aatia Amina	MAB	C.U.B.B (Ain Témouchent)	Examineur

*Année universitaire 2016/2017*

# Remerciement

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur Mr Amara Khaled pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet. je saisis également cette opportunité pour remercier les membres de l'entreprise de CTC ouest et particulièrement.*

*A qui ont beaucoup m'aider pour élaborer ce travail. Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

*Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

✿ *A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'Allah me les garde durant toute ma vie.*

✿ *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

✿ *A tous ma promotion de Génie Civil 2016/2017.*

*youssef*

## Sommaire

### Introduction Générale

	<b>Page</b>
<b>Chapitre I : Présentation du projet.</b>	
I-1) Introduction .....	1
I-2) Implantation de l'ouvrage .....	1
I-3) Présentation du bâtiment .....	1
I-4) Conception de la structure.....	2
I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	3
I-6) Les hypothèses de calcul.....	8
<b>Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments résistants</b>	
II-1) Introduction.....	9
II-2) Evaluation des charges et surcharges .....	9
II-3) Pré dimensionnement des éléments résistants .....	15
II-3-1) Les planchers.....	17
II-3-2) Les poutres.....	18
II-3-3) Les Poteaux.....	21
<b>Chapitre III : Etude des éléments secondaires</b>	
III-1) Introduction .....	23
III-2) Étude du plancher:.....	24
III-3) Étude d'escalier .....	36
III-4) Étude de l'acrotère.....	46
<b>Chapitre IV : Etude sismique</b>	
IV-1) Introduction .....	51
IV-3) Méthode de calcul.....	52
IV-4) Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	54
IV-5) Détermination des paramètres des combinaisons d'action.....	56
IV-6) Modélisation.....	58
IV-7) Poids total de la structure.....	59
IV-8) Les données géométriques.....	61
IV-10) Résultats de calcul .....	60
<b>Chapitre V : Etude des éléments résistant</b>	
V-1) Introduction .....	61
V-2) Les poteaux .....	69
V-3) Les poutres .....	70
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	
VI-1) Introduction .....	77
VI-2) Choix du type de fondation .....	78
VI-3) Les différentes sollicitations.....	80
VI-4) Calcul de Ferrailage de la dalle .....	82
VI-5) Calcul de Ferrailage de la nervure.....	84
Conclusion Générale	

## Liste des tableaux

### Chap. II : Le redimensionnement des éléments résistants

Tab II.1:charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	9
Tab II.2:Charge due à la dalle pleine du plancher terrasse.....	10
Tab II.3:Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....	11
Tab II.4:Charge due à la dalle pleine de niveau courant.....	11
Tab II.5: Charge du balcon.....	12
Tab II.6: Charge permanente du mur extérieur.....	13
Tab II.7: Charge permanente mur intérieur.....	13
Tab II.8: Charge du palier.....	14
Tab II.9: Charge du Volée.....	14
Tab II.10: récapitulatif des sections des poteaux.....	21

### Chap. III : Etude des éléments secondaires

Tab III.1:Charges supporté par Les poutrelles.....	26
Tab III.2:différents efforts pour l' ELU.....	36
Tab III.3:différents efforts pour l' ELS.....	38
Tab III.4:récapitulatif du ferrailage des poutrelles.....	40
Tab III.5:combinaison d'action.....	43
Tab III.6:les efforts internes pour les deux types d'escaliers .....	43

### Chap. IV : Etude sismiqu

Tab IV.1:Pénalité $P_q$ en fonction de critère de qualité .....	54
Tab IV.2:poids des différents niveaux.....	50
Tab IV.3:Les excentricités théoriques des planchers.....	54
Tab IV.4:Les excentricités accidentelles.....	55
Tab IV.5:Période et facteur de participation massique.....	55

### Chap.V : Etude des éléments résistant

Tab V.3: ferrailage des poteaux.....	62
Tab V.6:ferrailage transversale des poteaux.....	68
Tab V.12:récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire.....	70
Tab V.13: Ferrailage de poutre principale .....	71
Tab V.14: Ferrailage de poutre principale .....	74

## Liste de figure :

### Chap. I : Présentation du projet

Fig. I-1:Plancher à corps creux .....	02
Fig. I.2:Brique creuse .....	03
Fig. I.3:Evolution de la résistance du béton à la traction $f_{tj}$ en fonction de celle à la compression $f_{c_j}$ .....	05
Fig. I.4 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	05
Fig. I.5 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS .....	06
Fig. I.6: diagramme contrainte-déformation d'acier .....	07

### Chap. II : Le pré dimensionnement des éléments résistants

Fig. II.1:Plancher type terrasse.....	10
Fig. II.2:dalle pleine au niveau des étages courant.....	12
Fig. II.3:dimension de l'acrotère .....	17
Fig II.4 : la section réduite du poteau .....	18
Fig. II.5:section du poteau le plus sollicité.....	20
Fig. II.6:Coupe de voile en élévation.....	22

### Chap. III : Etude des éléments secondaires

Fig. III.1:Les types des poutrelles .....	25
Fig. III.2: Schémas statiques de type 1.....	30
Fig. III.3:diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 1 .....	30
Fig. III.4:dimension poutrelle .....	33
Fig. III.5:disposition des armatures dans la poutrelle type 2 (appuis et travée).....	33
Fig III.6.dimension de l'acrotère.....	34
Fig III.7.schéma statique.....	36
Fig III.8.section de calcul.....	38
Fig III.9:Coffrage et ferrailage de l'acrotère.....	40
FigIII.10:Coupe des escaliers.....	41
Fig III.11: Les types d'escaliers.....	42
Fig III.12:type(1) d'escalier.....	43
Fig. III.13 Coupe de l'acrotère. ....	46
Fig. III 14 Coupé de l'acrotère .....	50

### Chap. V : Etude des éléments résistant

Fig. V.1 : les poutres principales et les poutres secondaires.....	76
Fig. V.2: ferrailage des poutres principales (30x45) de niveau 6,66 m.....	67
Fig. V.3: les poutres principales et les poutres secondaires.....	74
Fig.V.4: ferrailage des poutres secondaires (30x40) de niveau 6,66m.....	76

### Chap. VI : Etude de l'infrastructure

Fig. VI.1:dimension du radier.....	80
FigVI.2: dimension de la nervure.....	82

## الملخص

يعرض هذا المشروع دراسة تفصيلية للمبنى على شكل بانتظام يتكون من، طابق تحت أرضي، وطابق أرضي وأربعة طوابق. تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

الجزء الأول: هو وصف عام للمشروع مع عرض الجانب المعماري من عناصر بناء، ثم تصميم أولي لكل هيكل وخفض أخيرا الأحمال.

وخصص الجزء الثاني لعناصر الثانوية (الدرج).

الجزء الثالث: دراسة ديناميكا هيكل في SAP2000 لتحديد ضغوط مختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة وتشغيل وتحميل الزلزالية). هذا، مع الأخذ بعين الاعتبار توصيات اللوائح الجزائرية الزلزالية BAEL91 ، RPA 2003/99.

ويضم الجزء الأخير تعزيز مختلف العناصر مقاوم لكل هيكل (الأساس والأعمدة).

كلمات البحث: البناء والخرسانة، SAP2000، توصيات اللوائح الجزائرية الزلزالية BAEL91 ، RPA 2003/99.

## Résumé

Projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière  
Constitué de un seul entresol, un Ré de chaussée + 4étages, implanté dans la  
Wilaya de Ain t'émouchent .ville béni saf .

Cette étude se compose de quatre parties :

-La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de  
L'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la  
Structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles,  
Et l'acrotère).

-L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par  
SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges  
permanente, d'exploitation et charge sismique).

-La dernière partie comprend le ferrailage des différentes éléments résistants de la  
Structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements  
parasismiques algériens RPA 99/2003

**Mots clés :** bâtiment, béton, SAP2000, RPA 99/2003, BAEL91.

## Summary

This Project présente a détaillé study of an regularly Shape building multi-use consists of one round, a grounds fluor + 4étage implante in the wilaya of (Ain t'émouchent )

This sud consists of four parts.

-The first part Is the général description of the Project witz a présentation of the architectural aspects of building éléments, the the redimensionnement structure and finals the descente of the lad.

- The second part wasp dévoté to seconder nutriments (the starisasse beats, solide slash and parapet Wall). - The dynamique sud of the structure wasp béguin in the Thiard part détermine by SAP2000 to varions stresses due to lods (permanent lods, opérationnel and séismique landing).

-The last part inclues the renforcement of the varions résistance éléments of the structure (fondation, colons, beats). Takin intox accourt the recommandations of BAEL91, modifiée99 Algerian séismique régulations and RPA 99/2003.

**Keywords** : building, concrète, SAP2000, Excel, RPA 99/2003, BAEL91

## PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES

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

**Aa** : section d'armature en appui

**A<sub>l</sub>** : section d'armature longitudinale

**A<sub>min</sub>** : section d'armature minimale déterminée par les règlements

**A<sub>r</sub>** : section d'armature de répartition

**A<sub>ser</sub>** : section d'armature d'état limite de service

**A<sub>t</sub>** : section d'armature de travée ou transversale

**A<sub>u</sub>** : section d'armature d'état limite ultime de résistance

**A<sub>x</sub>** : section d'armature du sens x-x

**A<sub>y</sub>** : section d'armature du sens y-y

**A'** : section d'armature comprimée

**A<sub>1</sub>** : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

**A<sub>2</sub>** : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

**B<sub>r</sub>** : section réduite du béton

**C<sub>p</sub>** : facteur de force horizontale

**C<sub>s</sub>** : coefficient de sécurité

**C<sub>r</sub>** : charge de rupture

**C<sub>rn</sub>** : charge de rupture minimale nécessaire

**D** : coefficient d'amplification dynamique

**E** : module de déformation longitudinale

**E<sub>ij</sub>** : module de déformation longitudinale instantanée

**E<sub>iv</sub>** : module de déformation longitudinale différée

**G** : action permanente

**H** : hauteur

**HA** : armature à haute adhérence

**I** : moment d'inertie

**I<sub>f</sub>** : moment d'inertie fictif

**J** : action permanente avant mise en place des cloisons

**L** : longueur

**Le** : longueur en élévation

**Ln** : entre axe des nervures

**LP** : longueur en plan

**M** : moment fléchissant

**Ma** : moment fléchissant en appui

**Mc** : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

**Md** : moment fléchissant de la droite

**Me** : masse du câble ; moment au centre de la section

**MF** : moment fléchissant totale

**Mg** : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps

**MJ** : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

**M<sub>l</sub>** : masse linéaire

**M<sub>ser</sub>** : moment fléchissant d'état limite de service

**Mt** : moment fléchissant de travée

**M<sub>u</sub>** : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

**MW** : moment fléchissant de la gauche

**Mx** : moment fléchissant du sens x-x

**My** : moment fléchissant du sens y-y  
**M<sub>o</sub>** : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

**M<sub>1</sub>** : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud

**M<sub>2</sub>** : coefficient de Pigeaud  
**M<sub>22</sub>** : moment suivant le sens 2-2  
**M<sub>33</sub>** : moment suivant le sens 3-3

**N** : effort normal

**Ne** : effort normal au centre de la section

**N<sub>pp</sub>** : effort normal dû au poids des poutres principales

**N<sub>ps</sub>** : effort normal dû au poids des poutres secondaires

**N<sub>ser</sub>** : effort normal d'état limite de service

**N<sub>u</sub>** : effort normal d'état limite ultime de résistance

**P** : poids propre ; périmètre

**Pr** : poids propre du radier

**Q** : action variable quelconque ; facteur de qualité

**R** : rayon ; coefficient de comportement de la structure

**S** : surface

**Sr** : surface du radier

**T** : effort tranchant

**T<sub>x</sub>** : période fondamentale dans le sens x-x

**T<sub>y</sub>** : période fondamentale dans le sens y-y

**Uc** : périmètre du contour

**V** : action sismique ; effort horizontal

**Vt** : effort sismique à la base de la structure

**W** : poids total de la structure

**WP** : poids de l'élément en considération.

**a** : longueur ; distance ; dimension

**b** : largeur

**b<sub>o</sub>** : largeur de la nervure

**b<sub>1</sub>** : largeur de poteau

**c** : enrobage

**d** : hauteur utile ;

**e** : excentricité ; espacement

**e<sub>a</sub>** : excentricité additionnelle

**f** : flèche

**f<sub>c</sub>** : contrainte caractéristique du béton à la compression

**f<sub>e</sub>** : limite élastique d'acier

**f<sub>t</sub>** : contrainte caractéristique du béton à la traction

**g** : giron de la marche

**h** : hauteur

**h<sub>c</sub>** : hauteur du corps creux

**h<sub>d</sub>** : hauteur de la dalle

**h<sub>e</sub>** : hauteur libre

**h<sub>moy</sub>** : hauteur moyenne

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale

**h'** : hauteur de la zone nodale

**h<sub>1</sub>** : hauteur du poteau

**i** : rayon de giration

**j** : nombre des jours

**l** : longueur ; distance

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement

**l<sub>x</sub>** : la petite dimension du panneau de la dalle

**l<sub>y</sub>** : la grande dimension du panneau de la dalle

**l'** : longueur de la zone nodale

**l<sub>o</sub>** : longueur libre

**q<sub>b</sub>** : charge linéaire induite par les marches

**q<sub>eq</sub>** : charge linéaire équivalente

**q<sub>l</sub>** : charge linéaire

**q<sub>ser</sub>** : charge linéaire d'état limite de service

**q<sub>u</sub>** : charge linéaire d'état limite ultime de résistance

**q<sub>p</sub>** : charge linéaire du palier

**s** : espacement

**t** : espacement ; période

**x** : abscisse

**y** : ordonnée

$y_1$  : ordonnée du centre de gravité de la section homogène

$\alpha$  : Angle, coefficient sans dimension

$\gamma$  : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

$\beta$  : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

$\varepsilon$  : Coefficient de réponse

$\eta$  : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

$\theta$  : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

$\lambda$  : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

$\mu$  : Moment réduit

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\rho$  : Rapport de deux dimensions

$\sigma$  : contrainte de béton ou d'acier

$\tau$  : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

$\psi$  : Coefficient de pondération

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique

$\delta$  : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

$\Sigma$  : Sommation

$\phi$  : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés



## Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Économie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de faible sismicité, comportant un seul entresol, un RDC et 4 étages n'est pas encore réaliser à béni saf .

Ce mémoire est constitué de cinq chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.



### I.1. Introduction:

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

### I.2. Implantation de l'ouvrage:

Le terrain retenu pour recevoir le projet de **50/500** logements promotionnel se situe à **béni Khaled de la daïra de Béni Saf** est limitée :

- Nord : 42 logements achevés
- Est : blocs OPGI.
- Sud : 400 logements en cours de réalisation.
- Ouest : 130 logt OPGI à cheves.

La conception architecturale est prévue pour la projection d'un certain nombre de blocs de R+4, entresol.

### I.3. Présentation du bâtiment:

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+4+entresol en béton armé composé :

- Les entresols destinés à être comme parking sous-terrain.
- Un rez-de-chaussée commercial.
- quatre étages à usage d'habitation avec deux logements par niveau : F3.F4

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003:

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de faible sismicité (zone I).
- Le site est considéré comme meuble (S3).

#### I.3.1. Dimensions en élévation:

• Hauteur totale de bâtiment .....	18.94 m.
• Hauteur de RDC .....	3.06 m.
• Hauteur de l'étage courant .....	3.06 m.
• Hauteur des entresol .....	3.50 m.
• Longueur totale en plan .....	29.90 m.
• Largeur totale en plan .....	17.84 m.

### I.4. Conception de la structure:

#### I.4.1. Ossature de l'ouvrage:

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

### I.4.2. Plancher :

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

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

#### a. Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de 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 d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de 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).

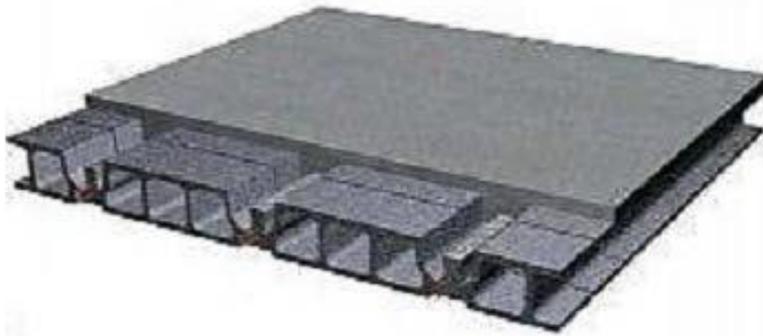


Figure I.1 : Plancher à corps creux

#### b. Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

### I.4.3. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

### 1.4.4. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

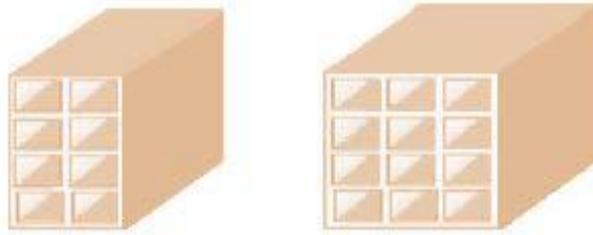
La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

#### a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

#### b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.



**Figure I.2: Brique creuse**

#### **I.4.5. Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

#### **I.4.6. Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

#### **I.4.7. Fondation:**

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuse, des sables, des grés et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.2 bars.

#### **I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

#### **I.5.1. Le Béton:**

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

##### **1.5.1.1. Les matériaux composant le béton :**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment:

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange

**b. Granulats:**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

✓ **b.1.Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

✓ **b.2.Graviers :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

**I.5.1.2. Résistances mécaniques du béton :****I.5.1.2.1. Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de  $350 \text{ Kg/m}^3$  de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à **25 MPA** ( $fc28 = 25 \text{ MPA}$ ).

- Pour des résistances  $fc28 \leq 40\text{MPa}$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} fc28 & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 fc28 & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances  $fc28 > 40\text{MPa}$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} fc28 & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = fc28 & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

**1.5.1.2.2. Résistance à la traction :**

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} ftj = 0,6 + 0,06fcj & \text{si } fc28 \leq 60\text{Mpa.} \\ ftj = 0,275(fcj)^{2/3} & \text{si } fc28 > 60\text{Mpa.} \end{array} \right.$$

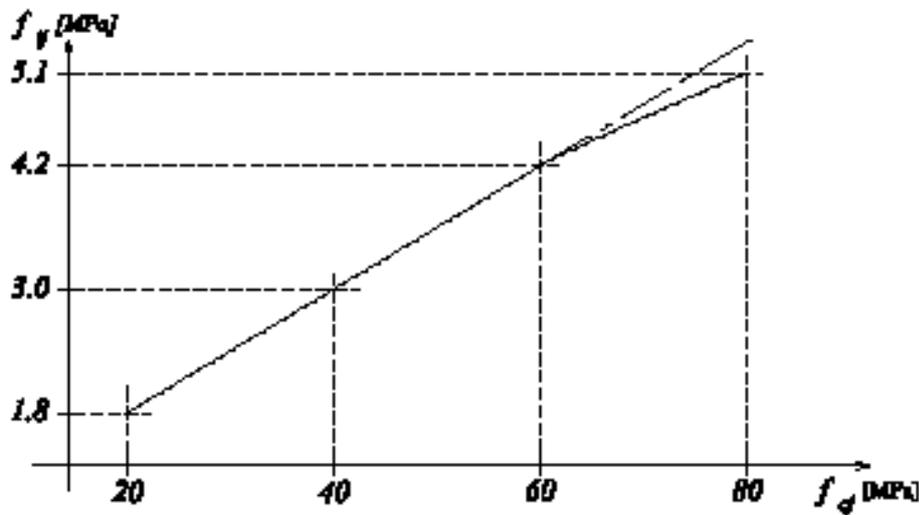


Figure I.3: Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$ .

**I.5.1.3. Contrainte limite :**

**1.5.1.3.1. État limite ultime (ELU) :**

➤ Contrainte ultime du béton:

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

Les déformations du béton sont :

-  $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

-  $\epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \text{Min}(4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$

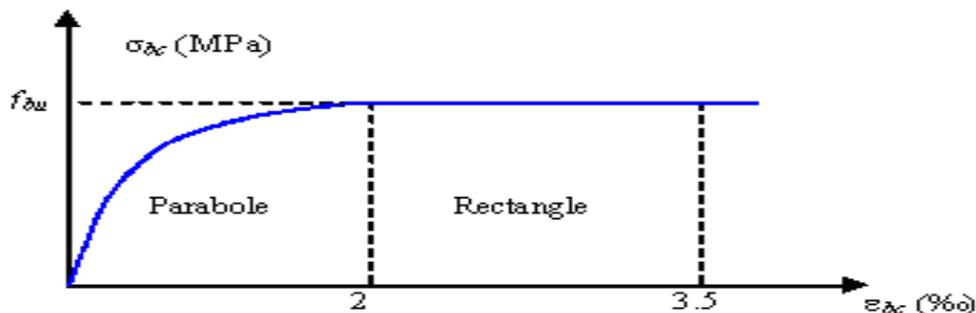


Figure I.4 : Diagramme parabole-rectangle des Contraintes-Déformations du béton

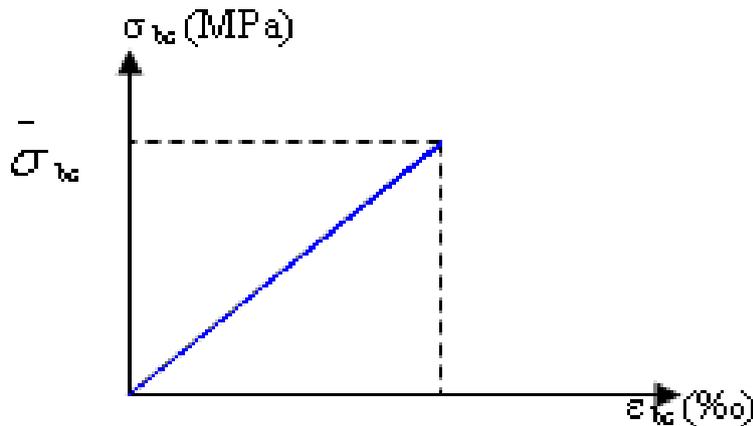
**$f_{bu}$** : Contrainte ultime du béton en compression :  $f_{bu} = \frac{0,85j}{\theta \gamma_b} f_{c28}$

$\gamma_b$ : 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 supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

### 1.5.1.3.2. État limite de service (ELS):



**Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

- Modules de déformation longitudinale :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa, sans fumée de silice.} \\ E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa, avec fumée de silice.} \end{array} \right.$$

➤ Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

### 1.5.2. Acier :

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

#### 1.5.2.1. Contrainte limite :

##### 1.5.2.1.1. État limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation de la figure (2.2).

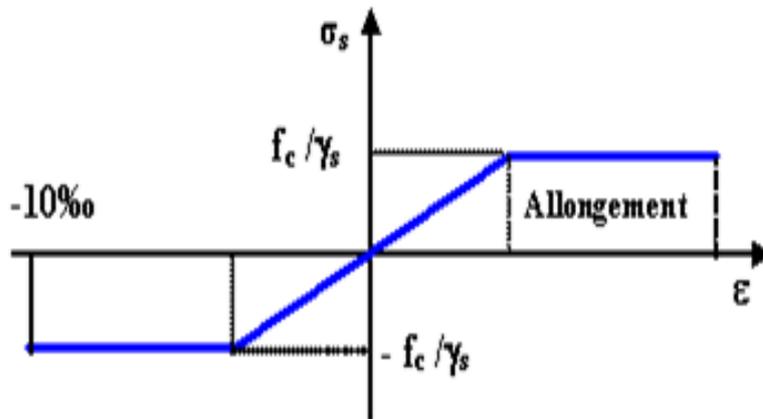


Figure I.6: diagramme contrainte-déformation d'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  cas de situations durable ou transitoire.

##### 1.5.2.1.2. État limite de service :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
  - Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} \min (2/3 f^e, 110 \sqrt{f \eta t j})$ .
  - Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} \min (1/2 f^e, 90 \sqrt{f \eta t j})$ .
- $\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

$\sigma_{st} = f^e / \gamma_s$ .

**1.6. Les hypothèses de calcul:**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est :  $f_{c28} = 25$  MPA.
- La résistance du béton à la traction est :  $f_{t28} = 2.1$  MPA.
- Le module d'élasticité différé de béton est :  $E_{vj} = 10818.865$  MPA.
- Le module d'élasticité instantané de béton est :  $E_{ij} = 32456.595$  MPA.
- Pour les armatures de l'acier:

- longitudinales : on a choisi le : «*fe.E. 400.*» H.A  $f_e = 400$  MPA
- transversales : on a choisi le : «*fe.E. 235.*» R.L
- treillis soudés (de la dalle de compression) : «*fe.E. 500.*» H.A  $f_e = 400$  MPA

**II.1.Introduction :**

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales :  
Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- Sollicitations horizontales :  
Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.  
Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

**II.2. Évaluation des charges et surcharges :**

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

- **Plancher : - Plancher terrasse inaccessible :**

désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	1700	0.05	85
Étanchéité multicouche	600	0.02	12
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique en liège	400	0.04	16
Dalle en corps creux (16+5)			320
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
<b>G</b>	<b>673 kg/m<sup>2</sup></b>		
<b>Q</b>	<b>100 kg/m<sup>2</sup></b>		

**Tableau II.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.**

➤ Dalle pleine ;

désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	1700	0.05	85
Etanchéité multicouche	600	0.02	12
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique en liège	400	0.04	16
Dalle pleine (15)	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	728kg/m <sup>2</sup>		
Q	100 kg/m <sup>2</sup>		

Tableau II.2 : Charge due à la dalle pleine du plancher terrasse

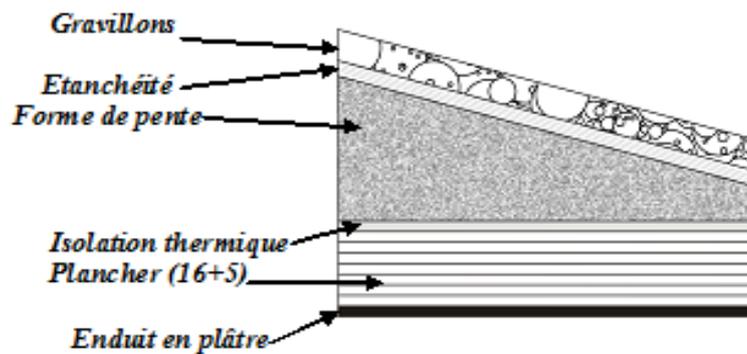


Figure II.1 : Plancher type terrasse

➤ Plancher étage courant : (Usage d'habitation) ;

désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0.02	85
Mortier de pose	2000	0.02	12
Lit de sable	1800	0.02	220
plancher en corps creux (16+5)			320
Enduit en plâtre	1000	0.20	20
Cloisons intérieures	1000	0.01	100
G	560kg/m <sup>2</sup>		
Q	150kg/m <sup>2</sup>		

TableauII.3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

➤ Dalle pleine :

désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Dalle pleine (15)	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.20	20
Cloisons intérieures	1000	0.01	100
G	560kg/m <sup>2</sup>		
Q	150kg/m <sup>2</sup>		

Tableau II.4 : Charge due à la dalle pleine de niveau courant

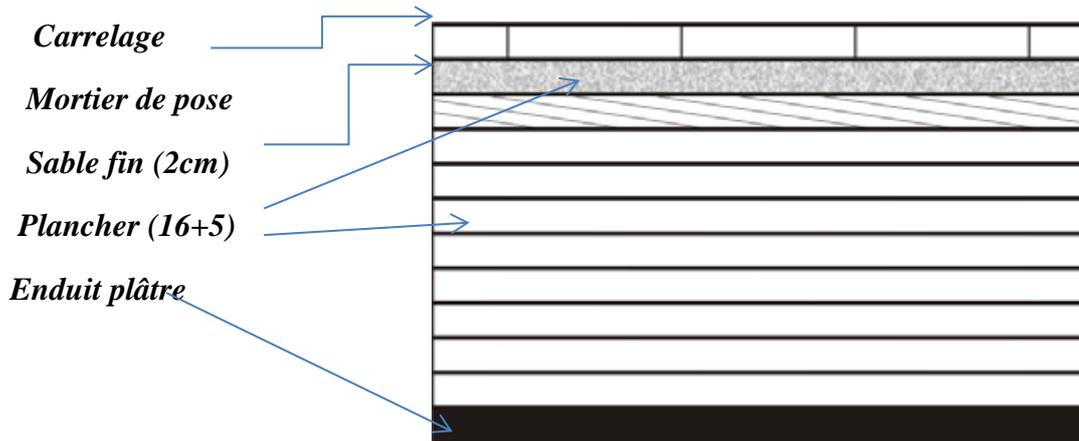


Figure II.2 : dalle pleine au niveau des étages courant

Surcharge d'exploitation (Q) :

- Plancher 1er étage courant :  $Q = 250 \text{ kg/m}^2$ .
- Plancher RDC (usage de commerce) :  $Q = 400 \text{ kg/m}^2$ .
- Plancher d'entresol (parking) :  $Q = 250 \text{ kg/m}^2$ .

**Balcon :**

désignation	$\rho \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$e\text{(m)}$	$G \text{ (kg/m}^2\text{)}$
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Enduit en ciment	2000	0.02	40
Dalle pleine (15)	2500	0.15	375
<b>G</b>	<b>535kg/m<sup>2</sup></b>		
<b>Q</b>	<b>350kg/m<sup>2</sup></b>		

Tableau II.5 : Charge du balcon

Murs :

a. Murs extérieurs :

désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuse	900	0.15	135
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
<b>G</b>	<b>273 kg/m<sup>2</sup></b>		

Tableau II.6 : Charge permanente du mur extérieur

b. Murs intérieurs (simple parois)

<b>G</b>	<b>138kg/m<sup>2</sup></b>
----------	----------------------------

Tableau II.7 : Charge permanente mur intérieur

**Remarque :**

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

• Escaliers :

a. Palier :

désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2200	0.02	44
Poids propre de palier	2500	0.1	250
Enduit en plâtre	1200	0.02	24
G	362kg/m <sup>2</sup>		
Q	250kg/m <sup>2</sup>		

Tableau II.8 : Charge du palier

b. volée (paillasse) :

désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier horizontal	2200	0.02	40
Carrelage contre marche	$2000 \times \frac{0.17}{0.3}$	0.02	22.66
Mortier vertical	$2000 \times \frac{0.17}{0.3}$	0.02	22.67
Paillasse en B.A	2500	0.18	450
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Contre marche	$2000 \times \frac{0.17}{2}$		212.5
G	811.83kg/m <sup>2</sup>		
Q	250kg/m <sup>2</sup>		

Tableau II.9 : Charge du Volée

$$\alpha = \text{arc tg } \alpha = \frac{0.17}{0.3} = 29.54^\circ$$

### II.3. Pré dimensionnement des éléments résistants :

#### II.3.1. Les planchers :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

- L'épaisseur de plancher est conditionnée par :  $h \geq \frac{l}{22.5}$   
 $l$  : plus grande portée dans le sens considéré :

$$h \geq \frac{4.15}{22.5} = 0,1844 \text{ m donc } \mathbf{h = 21 \text{ cm}}$$

$$h = (16 + 5) \text{ cm}$$

16 cm pour le corps creux.

5 cm pour la dalle de compression.

- Pour les plancher de dalle pleine :

**L'épaisseur de la dalle pleine est de 15 cm.**

#### II.3.2. Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

- Les poutres principales :  
 Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On a :

$$L = 5,9\text{m}$$

$$\Rightarrow \frac{590}{15} \leq h \leq \frac{590}{10}$$

$$\Rightarrow 40 \leq h \leq 60$$

On prend :  $h = 50 \text{ cm}$   $b = 30\text{cm}$ .

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow 50\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \Rightarrow \frac{50}{30} < 4 \quad \Rightarrow 1,666 < 4 \quad \text{C.V}$$

$$L = 3.4\text{m} \rightarrow \text{P1 } (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$L = 4,15 \text{ m} \rightarrow \text{P2 } (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

$$L = 5,9\text{m} \rightarrow \text{P3 } (30 \times 50) \text{ cm}^2$$

**Donc la section adoptée pour les poutres principales est (30×50) cm<sup>2</sup>.**

- Les poutres secondaires :  
Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

D'après les règles de CBA93 on a :

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

Avec :

- L : distance entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.

- h : hauteur de la poutre.

On a :

$$L = 5\text{m}$$

$$\Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$\Rightarrow 33.33 \leq h \leq 50$$

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$   $b = 30\text{cm}$ .

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \frac{40}{30} < 4 \quad 1.333 < 4 \quad \text{C.V}$$

$$L = 5\text{m} \rightarrow \text{ch2 } (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

**Donc la section adoptée pour les poutres secondaire est (30×40) cm<sup>2</sup>.**

### II.3.3. Poteaux :

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m<sup>2</sup>) par étage.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

$$\min (a, b) \geq 25 \quad \text{Zone : 2et 1}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad h_e : \text{hauteur d'étage}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

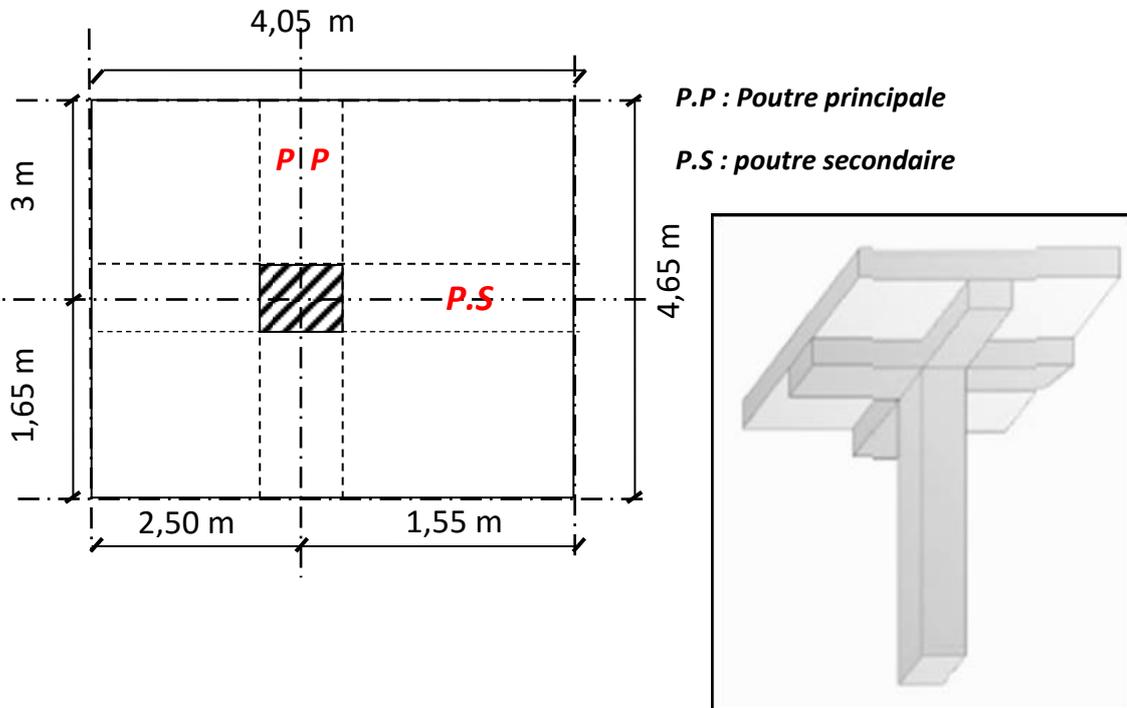


Figure II.3 : section du poteau le plus sollicité

- L : longueur du plancher (L = 4,05 m)
- l : largeur du plancher (l = 4,65m).
- Nu : étant la charge verticale a l'ELU.

Avec :  $Nu = Pu \times S \times n$

Pu : charge du plancher

$$Pu = 1t/m^2$$

S : surface supporté par le poteau le plus sollicité

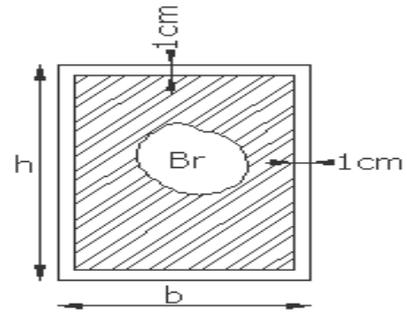
$$S = L \times l$$

$$S = 4,05 \times 4,65 = 18.837m^2$$

n : nombre d'étage.

$$Nu = 1 \times 18.837 \times 7 = 131.82 t.$$

$$Nu = 1.318 MN.$$



**Section réduite :**

$$\beta_r \geq \left[ \theta \cdot \left( \frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \cdot \left( \frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]$$

Figure II.4 : la section réduite du poteau

D'après CBA93 on prend  $\frac{A}{Br} = 1\% = 0.01$  avec :

Br : Section nette du béton ; [ Br = (a-0,02) ( b -0,02) m<sup>2</sup>]

θ : facteur de durée d'application des charges (θ=1)

K : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges K =1, les charges étant appliquée généralement après 90jours.

σ<sub>bc</sub> :résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.17 \text{ Mpa.}$$

f<sub>c28</sub> =25 MPA.

θ=1(charge > 24h).

γ<sub>b</sub> = 1.5 (cas général) .

- Nu : étant la charge verticale a l'ELU

$$Nu = 1.318 \text{ MN.}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0.85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élancement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :  $\beta = 1.2$ .

$$f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$\delta_s = 1.15 \text{ (cas général)}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa : résistance de calcul des aciers à L'ELU.}$$

La formule (\*) est simplifiée et devient :

$$\beta_r \geq (1,2 \cdot 1,318) / \left[ \left( \frac{14,17}{0,90} \right) + 0,85 \cdot \left( \frac{1}{100} \right) \cdot \left( \frac{400}{1,15} \right) \right]$$

$$\text{Donc } Br \geq 0,0802 m^2.$$

On a :

$$Br \geq (a - 0,02)^2$$

$$a \geq \sqrt{Br} + 0,02$$

$$a \geq \sqrt{0,0802} + 0,02$$

$$a \geq 0,303 \text{ m}$$

**Donc on prend :**

$$a = b = 35 \text{ cm dont un poteau (35} \times \text{35) cm}$$

**- Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :**

$$\min(a,b) \geq 25 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad a=35 \geq 25 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$\min(a,b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \rightarrow \quad a=35 \geq \frac{306}{20} = 15,30 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad \rightarrow \quad \frac{1}{4} < \left( \frac{35}{35} = 1 \right) < 4 \quad \text{C.V}$$

**b. condition de stabilité de forme :**

Poteaux	n étage	S (m <sup>2</sup> )	Nu (MN)	a=b (m <sup>2</sup> )	L0(m)	$\lambda$	condition

On sait que :

**Figure II.5 hauteur libre de poteau**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{I/B}$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : section du béton

$$L_f = 0,7 \times L_0 \text{ élancement avec } \lambda = \frac{L_f}{bi}$$

$$\lambda : \text{l'élancement avec } \lambda = \frac{L_f}{bi}$$

$$i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 .$$

Entresol	1	18.837	1.318	0.45	3.17	17.06	<i>cv</i>
RDC	2	18.837	1.130	0.45	3.06	16.46	<i>cv</i>
1 <sup>ème</sup> étage	3	18.837	0.941	0.40	3.06	18.52	<i>cv</i>
2 <sup>ème</sup> étage	4	18.837	0.753	0.35	3.06	21.17	<i>cv</i>
3 <sup>ème</sup> étage	5	18.837	0.565	0.35	3.06	21.17	<i>cv</i>
4 <sup>ème</sup> étage	6	18.837	0.376	0.30	3.06	24.70	<i>cv</i>
Buanderie	7	18.837	0.188	0.30	3.06	24.70	<i>cv</i>

Tableau II.10 : récapitulatif des sections des poteaux

### II.3.4. Les voile :

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de R.P.A 99 V2003, P 56 ;  $L \geq 4 a$  :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

$$a \geq h_e / 20$$

1. RDC :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm.}$$
$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

2. Étage courant :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm.}$$
$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

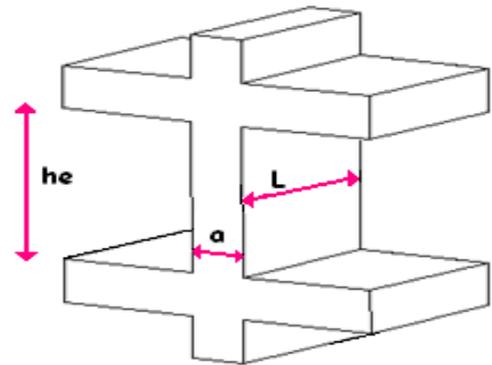


Figure II.6 : Coupe de voile en élévation

### **III.1.Introduction :**

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

### **III.2.Étude du plancher :**

Dans notre structure, nous avons utilisés deux types de planchers :

- plancher dalle pleine au milieu de la structure, reposant sur le noyau central pour l'ensemble des niveaux ; pour le sous-sol réalisé avec pré dalles.
- plancher corps creux pour les autres étages, avec un plancher terrasse comportant un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

#### **III.2.1 Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher**

**La flèche.**

**L'équipement de l'entreprise.**

**La nature d'exploitation.**

Dans notre projet, nous avons utilisés un plancher corps creux, avec un plancher terrasse qui aura une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

Il est composé :

Corps creux en ciment ou en céramique, se servant du coffrage perdu pour le coulage des poutrelles.

Dalle de compression, une dalle de faible épaisseur 4 à 6 cm, en béton armé de quadrillage de treillis soudé (FeE240).

Poutrelles, elles sont armées par des armatures principales et constructives reliée par des étriers.

### III.2.2 Étude de plancher :

#### III.2.2.1 Plancher en corps creux

#### III.2.2.2 Étude de la dalle de compression

-La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ( $A_{\perp}$ ).
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ( $A_{//}$ ).

- La section minimale des armatures doit être :

- Pour l'écartement des axes des nervures  $L_n$  inférieure ou égal à 50 cm, on a

$$A_{\perp} \geq 200 f_e ; A_{//} \geq \left( \frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

- Pour l'écartement des axes des **nervures**  $L_n$  comprise entre 50 et 80 cm, on a :

$$A_{//} \geq \left( \frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

Avec :

$L_n$  : Distance entre axes des nervures en (cm).

$f_e$  : La limite d'élasticité  $f_e = 500 \text{Mpa}$ .

#### Armature perpendiculaire aux nervures :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a : } A_{\perp} \geq 4 \cdot \left( \frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left( \frac{60}{500} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\text{On prend } 5\phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

**b. Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1,41}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0,70 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On prend } 5\phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on adoptera un treillis soudés de :  $\phi 6 (200 \times 200) \text{ mm}^2$ .

**III.2.3 Étude des poutrelles****a. Dimensions :** les dimensions de poutrelle sont :

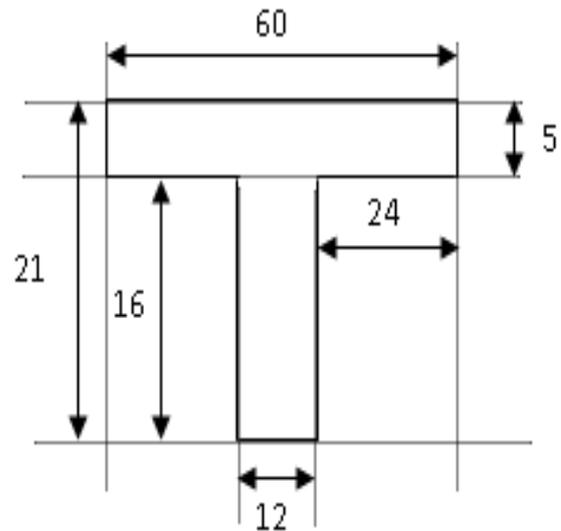
$$h_t = 21 \text{ cm} ;$$

$$h_0 = 5 \text{ cm} ;$$

$$b = 60 \text{ cm} ;$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} ;$$

$$b_1 = 24 \text{ cm}.$$



**Figure III.1 : dimension poutrelle**

**b. Évaluation des charges :**

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

**1. Terrasse :**

$$\text{E.L.U: } (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60 = (1,35 \times 6730 + 1,5 \times 1000) \times 0,60 = 6351,3 \text{ N/ml}.$$

$$\text{E.L.S: } (G + Q) \times 0,6 = (6730 + 1000) \times 0,6 = 4638 \text{ N/ml}.$$

**2. Étage courant :**

$$\text{E.L.U: } (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60 = (1,35 \times 5600 + 1,5 \times 1500) \times 0,60 = 5886 \text{ N/ml}.$$

$$\text{E.L.S: } (G + Q) \times 0,6 = (5600 + 1500) \times 0,6 = 4260 \text{ N/ml}.$$

**Les charges des poutrelles :**

niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	b (m)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q)× b	ELS (KN/ml) (G+Q)× b
Terrasse inacc	6.73	1	0.6	6,3513	4,638
Étage courant	5.60	1.5	0.6	5,886	4,26
1 <sup>er</sup> étage	5.60	2.5	0.6	6,786	4,86
RDC	5.60	4	0.6	8,136	5,76

Tableau III.1 : Charges supporté par Les poutrelles.

### c. Type des poutrelles :

Exemple :



### III.3 Méthode de calcul

Les conditions d'applications de la méthode imposées par le CBA93 Sont les suivantes :

1. la charge d'exploitation modérer :  $P \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. l'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
3. le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,8et 1,25.

4. la fissuration est peu nuisible.

-La troisième condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de CAQUOT pour les cas (étages courants et terrasse).

### III.3.1 la méthode de Caquot

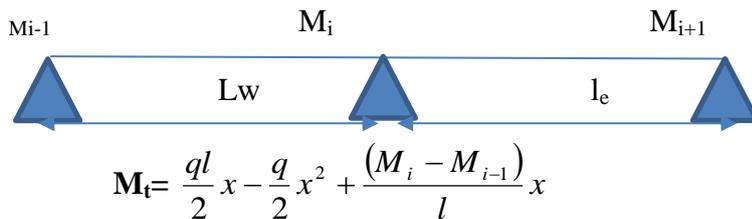
$$M_{app} = K \left( \frac{G_w \times l'^3_w + G_e \times l'^3_e}{8,5(l'_w + l'_e)} + \frac{P_w l'^3_e + P_e l'^3_w}{8,5(l'_e + l'_w)} \right)$$

Avec  $K = \frac{2}{3} = 0.6666$

$l' = 1$  (pour les travées de rives)

$l' = 0,8l$  (pour les travées de intermédiaire)

#### c. Type des poutrelles :



$$x = \frac{l}{2} + \left( \frac{M_i - M_{i-1}}{ql} \right)$$

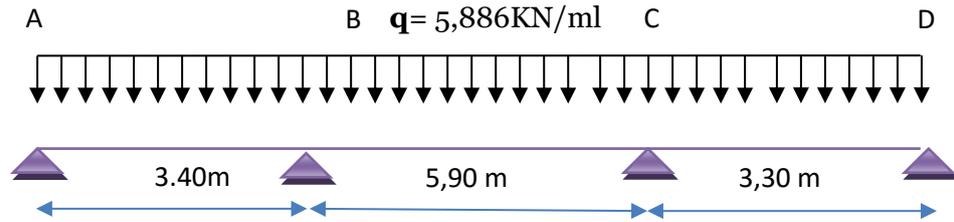
### III.3.2 Calcul des sollicitations (E.L.U)

#### a.1 Plancher étage : Calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 5,60 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60 \quad q = 5,886 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U}$$



- **Partie AB :**

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 8,50 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 25,61 \text{ KN.m}$$

- **Partie CD :**

$$M_{0CD} = ql^2/8 = 16,02 \text{ KN.m}$$

✚ les moments sur appuis sont :

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = 0,66 \left( \frac{5,88 \times (3,40)^3 + 5,88 \times (4,72)^3}{8,5(3,40 + 4,72)} + \frac{1,5 \times (3,40)^3 + 1,5 \times (4,72)^3}{8,5(3,40 + 4,72)} \right) = 6,12 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 10,83 \text{ KN.m}$$

✚ les moments en travée

- **Travée AB :**

$$x = \frac{l}{2} + \left( \frac{M_i - M_{i-1}}{ql} \right)$$

$$X = \frac{3,40}{2} + \left( \frac{6,12}{5,886 \times 3,40} \right) = 2,00 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$M_t = 11,22 \text{ KNm}$$

- **Travée BC :**

$$X = 3.08\text{m}$$

$$M_t = 22.90\text{KNm}$$

- **Travée CD :**

$$X = 2.20\text{m}$$

$$M_t = 20,33\text{KNm}$$

- **Calcul de l'effort tranchant T :**

- L'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{ql}{2}$$

- **Travée AB :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = 8,2\text{KN}$$

$$T_e = -11,80\text{KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = 16.57\text{KN}$$

$$T_e = -30.11\text{KN}$$

- **Travée CD :**

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 12.99\text{KN} \quad T_e = -6.43\text{KN}$$

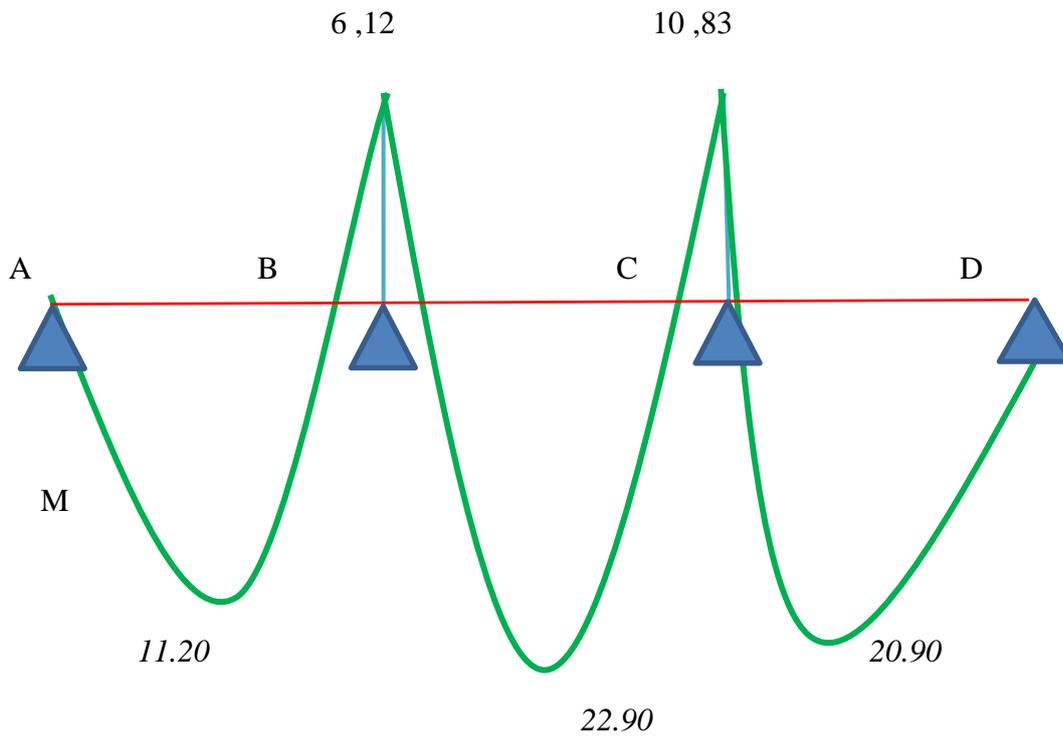


Figure III.2 Diagramme des moments fléchissant,  $M$  [KN.m]

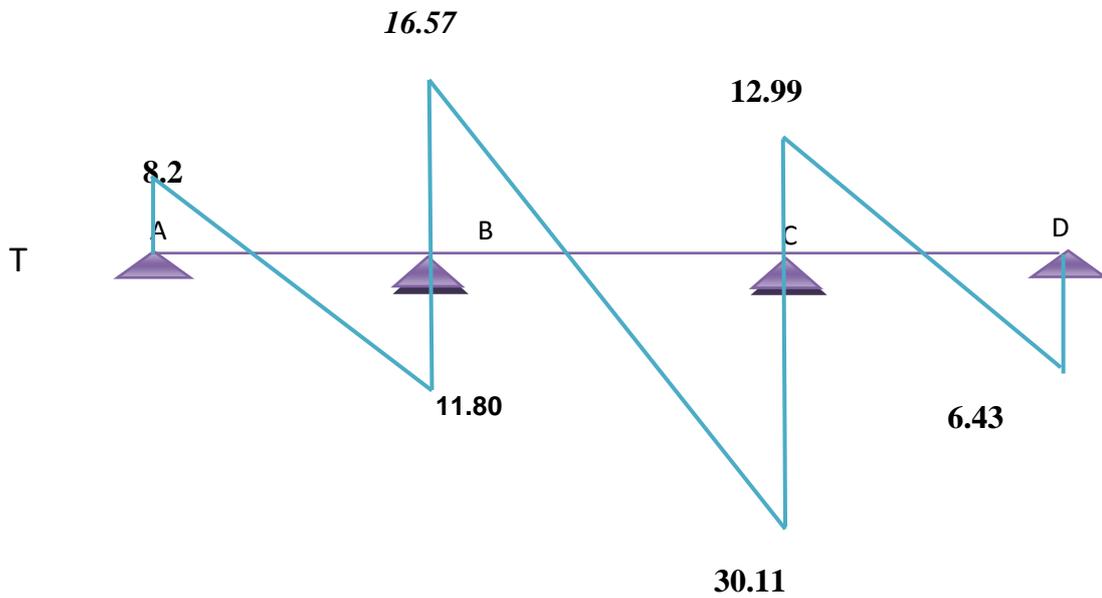


Figure III.3 Diagramme des efforts tranchants

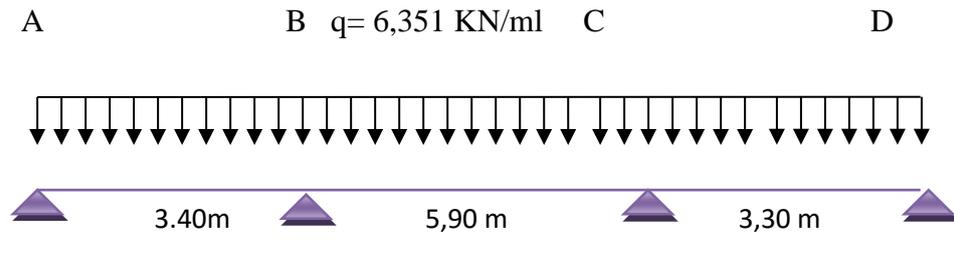
a.2 Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 6.73 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$$

$$q = 6,351 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U.R}$$



- **Partie AB :**

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 9,17 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 27,63 \text{ KN.m}$$

- **Partie CD :**

$$M_{0CD} = ql^2/8 = 8,64 \text{ KN.m}$$

- ✚ **les moments sur appuis sont :**

$$M_A = 0$$

$$M_B = 0,66 \left( \frac{6,351 \times (3,40)^3 + 6,351 \times (4,72)^3}{8,5(3,40 + 4,72)} + \frac{1,00 \times (3,4)^3 + 1,00 \times (4,72)^3}{8,5(3,40 + 4,72)} \right) = 10,15 \text{ KNm}$$

$$M_C = 14,95 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0$$

- Trave AB :**

$$X = \frac{3,40}{2} + \left( \frac{10,15}{6,351 \times 3,40} \right) = 2,17 \text{ m} \quad M_t = 14,94 \text{ KN.m}$$

- Travée BC**

$$X = 3,28 \text{ m}$$

$$M_t = 34,26 \text{ KNm}$$

### Travée CD

$$X = 2,36 \text{ m}$$

$$M_t = 17,74 \text{ KN.m}$$

### ✚ Calcul de l'effort tranchant T :

- l'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_0 = \frac{q \cdot l}{2}$$

#### • Travée AB :

$$T_w = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = 7,81 \text{ KN}$$

$$T_e = -13,77 \text{ KN}$$

#### • Travée BC :

$$T_w = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_B - M_C}{L} = 17,92 \text{ KN}$$

$$T_e = -19,54 \text{ KN}$$

#### • Travée CD :

$$T_w = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_C - M_D}{L} = 15,00 \text{ KN}$$

$$T_e = -5,94 \text{ KN}$$

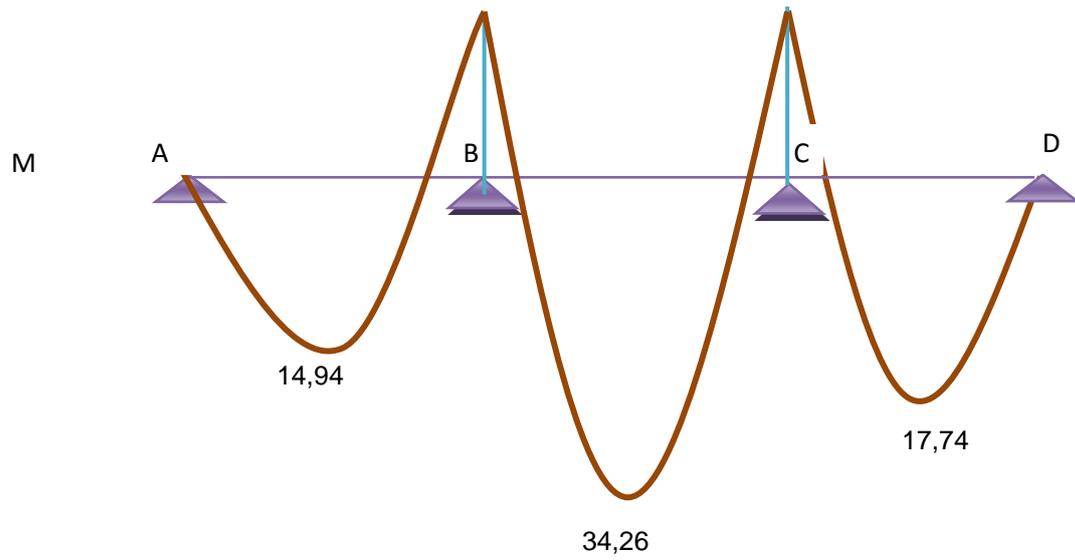


Figure III.4 Diagramme des moments fléchissant,  $M$  [KN.m]

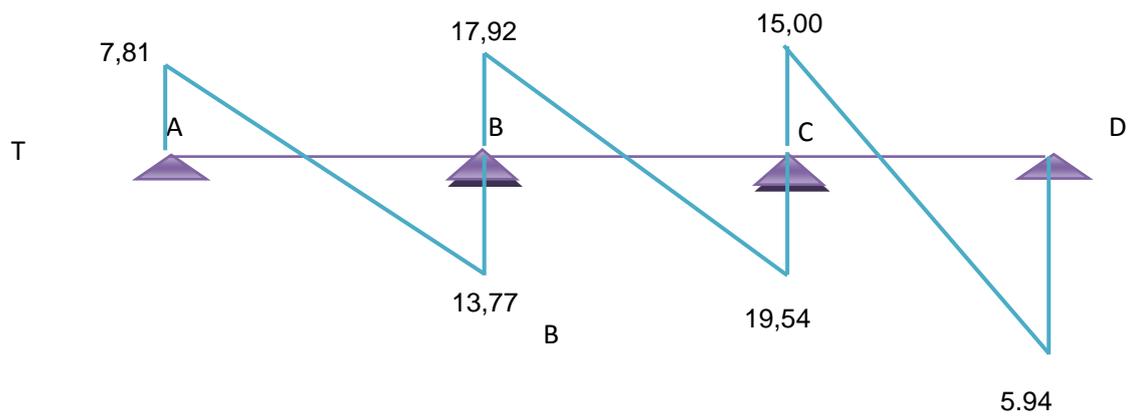


Figure III.5 Diagramme des efforts tranchants

### III.4 Calcul du ferrailage

#### III.4.1 E.L.U :

$M_{tab}$  : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si  $M_{tab} < M^{max}$  : la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

Si  $M_{tab} > M^{max}$  : la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension ( $b \times h$ )

#### ✚ En travée :

- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\text{Avec ; } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE400 \\ fc28 = 25MPa \\ ft28 = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 14,17MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 MPa. ; b = 60 cm ; h_0 = 5 cm ; d = 0,9h = 18,9 cm$$

$$M_{tab} = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left( 18,9 - \frac{4}{2} \right) = 57473.52 N.m$$

$$M_{tab} = 57473.52 N.m > M_t^{max} = 17450 N.m.$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension :  $(b \times h) = (60 \times 21) cm^2$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées ( $A'$ ) :**

$$M_{max} = 30.11 KN.m = 0,03011 MN.m$$

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0.03011}{0.60 \times 0.189^2 \times 14,17} = 0.099 < \mu_l = 0.392 (\text{acier FeE400})$$

Donc  $(A')$  n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0816$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,967$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30110}{0,967 \times 18,9 \times 348} = 4,52 \text{ cm}^2$$

• **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 4,52 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T12,,  $\longrightarrow$   $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2$

## IV.1 escaliers

### IV.1.1 Introduction

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

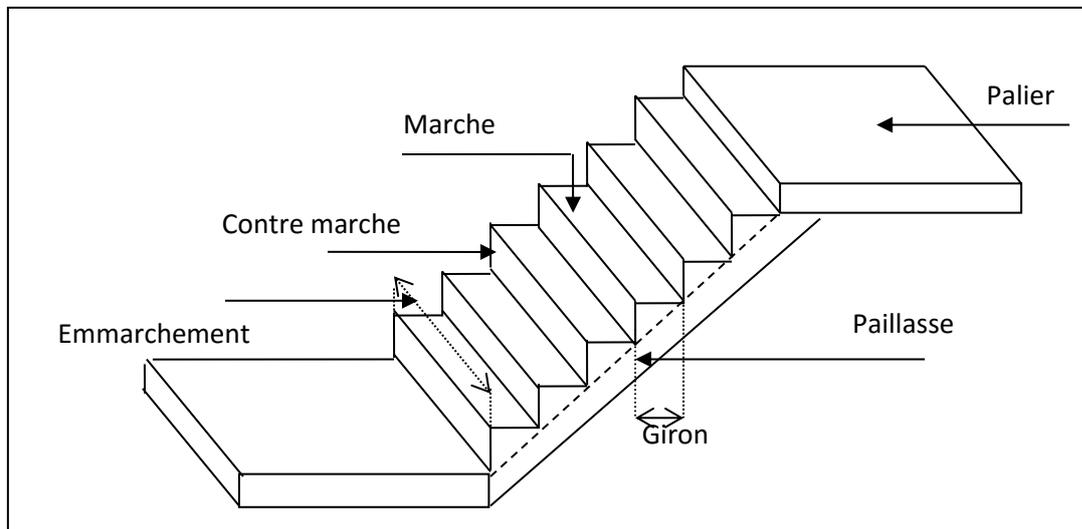


Fig. III.6 : schéma d'un escalier

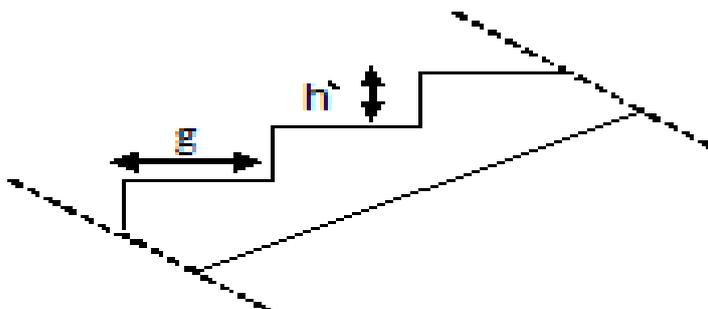


Fig III.7 : Coupe des escaliers

$h'$  : C'est la partie verticale qui limite la marche « contremarche ».

$h'$  : Est compris entre (16 ÷ 18) cm, On prend  $h' = 17$  cm

$g$  : C'est la partie horizontale entre deux contremarches.

D'après la formule de Blondel :  $0.59 \leq 2h' + g \leq 0.66$  m.

D'où  $27 \leq g \leq 34$  cm.  $\Rightarrow g = 30$  cm.

a. Nombre de contremarches :

$h = 3.06$  (étage courant).

$h = 3 \dots 50$  (entresol).

Donc :

$$n_1 = \frac{H}{h} = \frac{3.06}{1.7} = 18 \quad \text{contremarches (9 contremarches par volée)}$$

$$n_2 = \frac{H}{h} = \frac{3.50}{1.7} = 20 \quad \text{Contremarches (10 contremarches par volée).}$$

b. Longueur de ligne de foulée :

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du côté du jour

$$L = (n_1 - 1) \cdot g \Rightarrow L = 0.3 \times 9 = 2.7 \text{ m.}$$

$$L = (n_2 - 1) \cdot g \Rightarrow L = 0.3 \times 10 = 3 \text{ m}$$

c. l'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \text{arctg } \alpha = 29,54^\circ$$

d. L'épaisseur du palier intermédiaire :

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} \longrightarrow \frac{3}{30} \leq ep \leq \frac{3}{20}$$

$$\longrightarrow 0.1 \leq ep \leq 0.15$$

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} \longrightarrow \frac{2.7}{30} \leq ep \leq \frac{2.7}{20}$$

➡  $0.09 \leq e_p \leq 0.135$

On prend :  $e = 15\text{cm}$ .

**III.4.2. Descente des charges :**

- La paillasse :

$G = 811.83 \text{ kg/m}^2$

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

- Palier de repos :

$G = 540 \text{ kg/m}^2$

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

**III.4.3. Combinaisons d'action :**

Combinaison d'action	La paillasse (KN/m <sup>2</sup> )	Palier (KN/m <sup>2</sup> )
ELU	14,71	11,04
ELS	10.62	7.9

Tableau III.2 : combinaison d'action.

**III.4.4. Les type d'escaliers :**

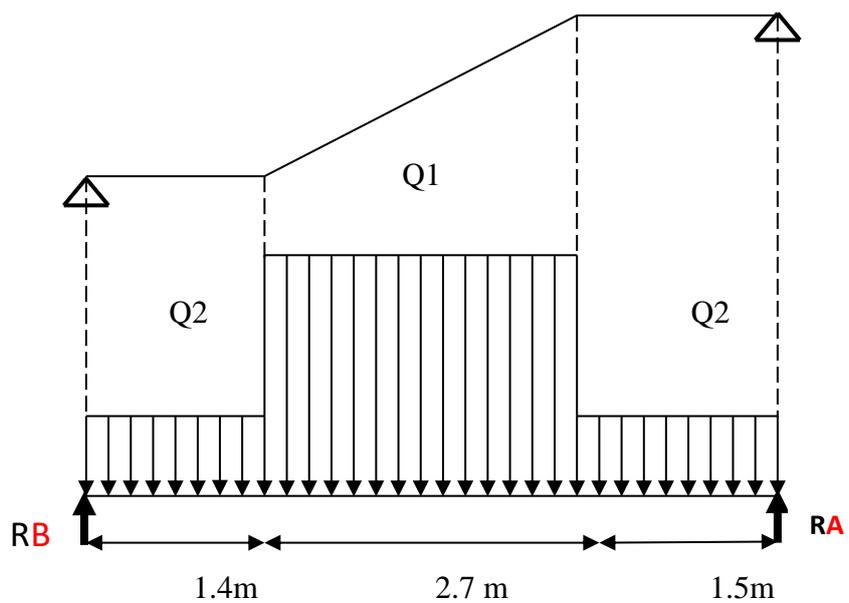


Fig. III.8 Schéma statique de l'escalier .

**a. E.L.U :**

**Réactions des appuis :**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,4) + (q_1 \times 2,7) + (q_2 \times 1,5)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 69,87 \text{KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[ \frac{1,50^2}{2} q_2 + 2,70 \left( \frac{(2,70)}{2} + 1,50 \right) q_1 + 1,40 \left( \frac{1,40}{2} + 2,70 + 1,50 \right) q_2 \right] / 5,60$$

$$\Rightarrow R_A = 35,95 \text{KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[ \frac{1,40^2}{2} q_2 + 2,70 \left( \frac{(2,70)}{2} + 1,40 \right) q_1 + 1,50 \left( \frac{(1,50)}{2} + 2,70 + 1,40 \right) q_2 \right] / 5,60$$

$$\Rightarrow R_B = 34,95 \text{KN}$$

**Effort tranchant et moment fléchissant**

•  $0 \leq x \leq 1,40$

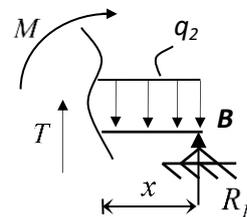
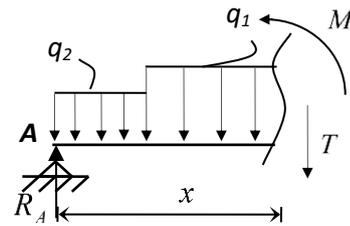
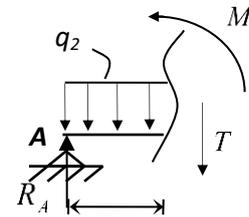
$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$1,4 \leq x \leq 4,1$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1,40 q_2 - q_1 (x - 1,40) \\ M(x) = R_A x - 1,40 \left( x - \frac{1,40}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1,40)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

$0 \leq x \leq 1,50$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



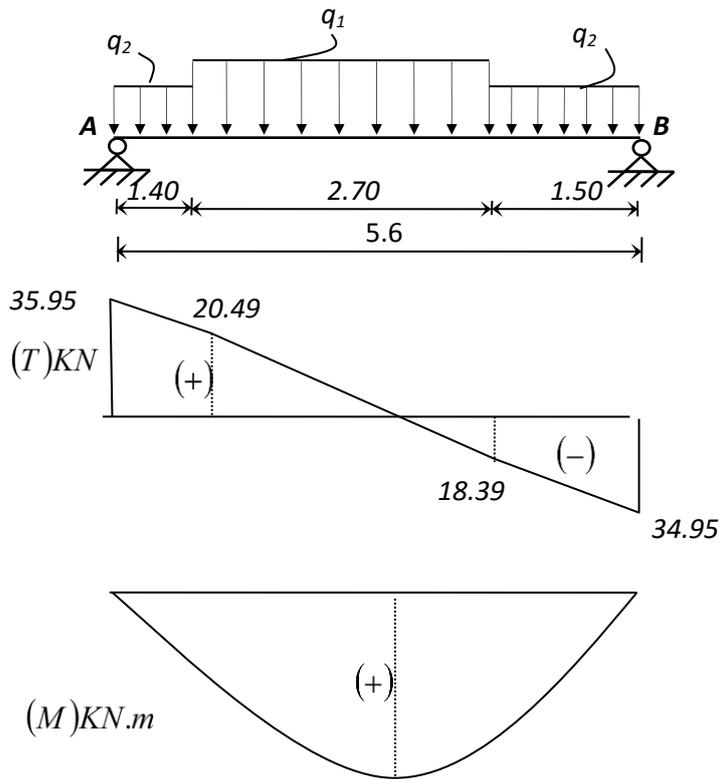


Fig. III.9. Diagrammes des sollicitations

Tableau III.3 effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

$x$ (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)	Moment sur appuis ( $M_a=0.3M_0$ )	Moment en travée ( $M_t=0.8M_0$ )
0	35.95	35.95	0	35.95	52.95	15.88	42.36
1.4	-	20.49	39.51				
2.79	-	0	52.95				
4.1	-	-18.39	41.23				
5.6	-34.95	-34.95	0				

**Remarque :** les appuis doivent équilibrer un moment :  $M_a = 0.3M_0$  qui conduit a un moment réduit en travée :  $M_t = 0.8M_0$

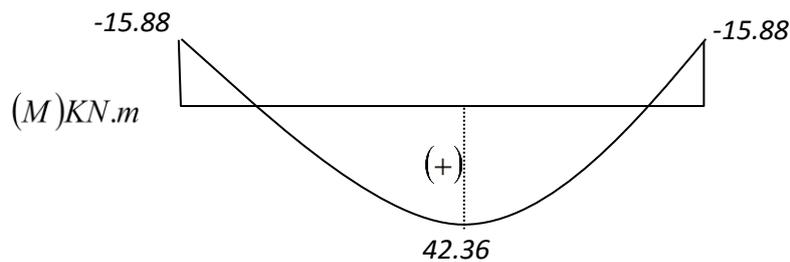


Fig. III.10 Diagramme des moments retenu.

a. L.S E

Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,40) + (q_1 \times 2,70) + (q_2 \times 1,50)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 51.58 \text{KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[ \frac{1.50^2}{2} q_2 + 2.70 \left( \frac{(2.70)}{2} + 1.50 \right) q_1 + 1.40 \left( \frac{1.40}{2} + 2.70 + 1.50 \right) q_2 \right] / 5.60$$

$$\Rightarrow R_A = 25.85 \text{KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[ \frac{1.40^2}{2} q_2 + 2.70 \left( \frac{(2.70)}{2} + 1.40 \right) q_1 + 1.50 \left( \frac{(1.50)}{2} + 2.70 + 1.40 \right) q_2 \right] / 5.60$$

$$\Rightarrow R_B = 25.76 \text{KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

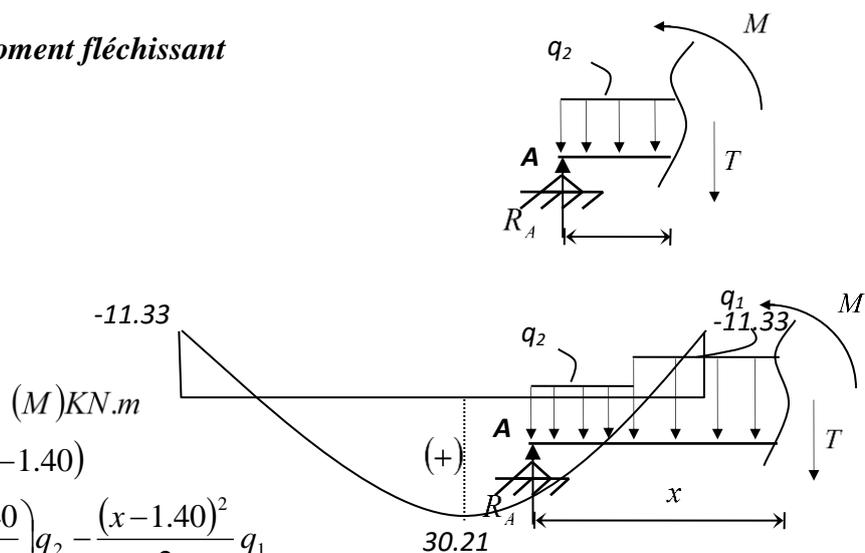
$0 \leq x \leq 1.40$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$1.4 \leq x \leq 4.1$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.40 q_2 - q_1 (x - 1.40) \\ M(x) = R_A x - 1.40 \left( x - \frac{1.40}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1.40)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

$0 \leq x \leq 1.50$



$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

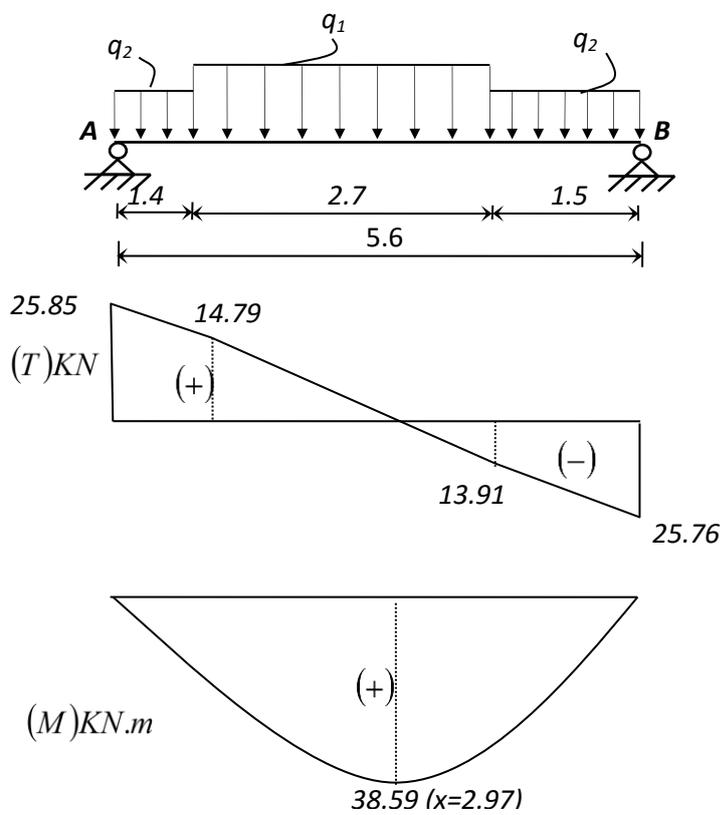
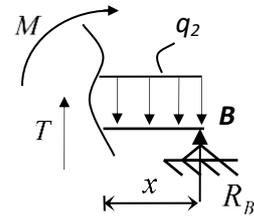


Fig. III.11 Diagrammes des sollicitations

Tableau III 4 Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

$x$ (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)	Moment sur appuis ( $M_a=0.3M_0$ )	Moment en travée ( $M_t=0.8M_0$ )
0	25.85	25.85	0	25.85	38.95	11.68	31.16
1.4	-	14.79	28.45				
2.79	-	0	38.95				
4.1	-	-13.91	-29.76				
5.6	-25.76	-25.76	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment :  $M_a = 0.3M_0$  qui conduit a un moment réduit en travée :  $M_t = 0.8M_0$

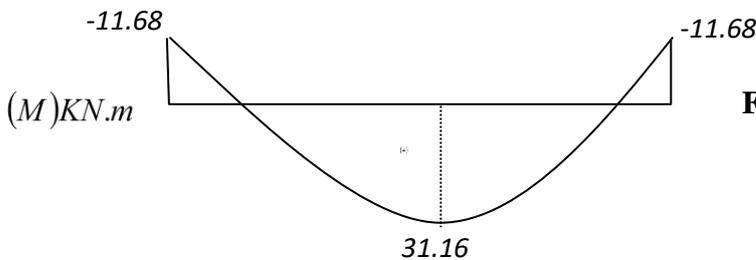


Fig. III .12 Diagramme des moments retenus.

Conclusion :

(E.L.U) :

Mt max= 42.36 KN.m

Ma max= 15.88KN.m

Tmax = 35.95 KN

(E.L.S) :

Mt max= 31.16KN.m

Mamax= 11.68KN.m

Tmax = 25.85 KN

#### IV.1.2.5 calcul de ferrailage

a. E.L.U

b. a.1 En travée

b = 1.4 m.

d = 0.9 h = 0.135 m avec h = 15 cm.

$$\mu = \frac{42.36 \times 10^3}{140 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0.117 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc  $(A')$  n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,156$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,937$$

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

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{42360}{0,93 \times 13,5 \times 348} = 9,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 9,69 \text{ cm}^2$$

Choix : 7T14 esp 20.

T14  $\rightarrow$   $e = 20 \text{ cm} \leq \min [3h ; 33 \text{ cm}] = \min [45 ; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée

### a.2 En appui

$$\mu = \frac{15,88 \times 10^3}{140 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,051 \quad ; \quad \beta = 0,97$$

$$A = 3,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 2,28 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T10 esp 25.

Ar : 2T8  $\rightarrow$  Ar = 1,01 cm<sup>2</sup>/ml

T8  $\rightarrow$   $e = 25 \text{ cm}$ .

### a. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

**b.1 En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{42.36}{31.16} = 1,35$$

$$\alpha = 0,156 < 0,4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b.2 En appui :**

$$\alpha = 0,051 < 0,4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

- **vérification les efforts tranchants**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 35.95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.3. Étude de L'acrotère :**

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console

Encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge due au vent estimé à 100 kg/ml.

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

**III.3.1: Poids propre de l'acrotère :**

$$S = \frac{0.05 \times 0.2}{2} + (0.1 \times 0.2) + (0.5 \times 0.15)$$

$$S = 0.1 \text{ m}^2$$

<i>Géométrie</i>	
La hauteur $h$	60cm
L'épaisseur $h_o$	10cm
L'enrobage $c$	2cm
La surface $S$	$0.1m^2$
L'enrobage $C = C'$	2cm

<i>Matériaux</i>	
Béton de résistance $f_{c28}$	25MPa
Acier de limite élastique $f_e$	400MPa

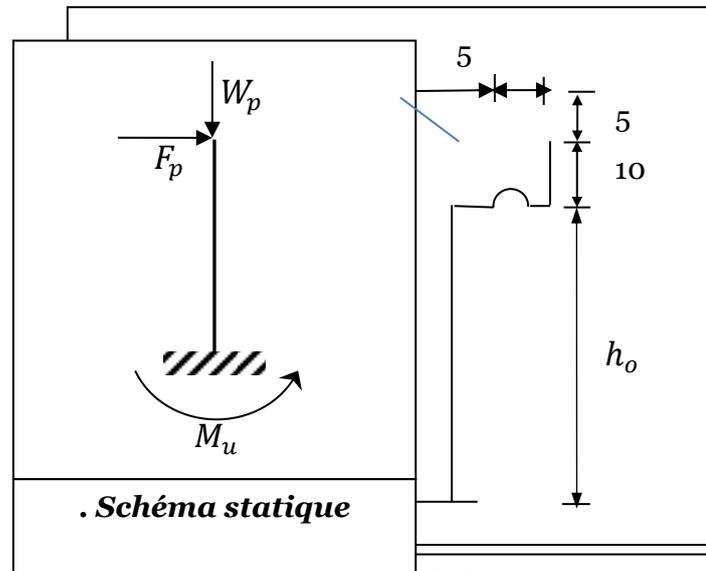


Fig. III.13 Coupe de l'acrotère.

## IV.2.2 Ferrailage

### IV.2.2.1. Sollicitation

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumis au poids propre et la surcharge d'exploitation. Le calcul se fait par une bande de 1 m.

\*Selon R.P.A99 version, on a :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

WP : Le Poids Propre de l'Acrotère.

A : Coefficient d'Accélération «Groupe d'Usage 2 ; Zone I  $\Rightarrow A = 0,10$

CP : Facteur de Force Horizontale Variant entre 0,3 et 0,8 ; CP = 0,8.

WP =  $25 \times 0,1 = 2,5$  KN/ml.

$F_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 2,5 \Rightarrow F_p = 0.8$ KN/ml.

<i>E.L.U</i>		
La charge permanente ultime	$N_u = 1,35W_p$	3,375 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1,5F_p$	1,2KN
Moment d'encastrement	$M_u = hQ_u$	0.72 KN.m

<i>E.L.S</i>		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	2,5 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = F_p$	0.8 KN
Moment d'encastrement	$M_s = hQ_s$	0,48KN.m

### IV.2.2.2 Calcul de l'excentricité

- *L'excentricité de 1<sup>er</sup> ordre :*

$$e_1 = M_u / N_u = 0,213m$$

- *L'excentricité additionnelle :*

$$e_a = \text{Max}(2cm; l/250) = 2cm$$

- *L'excentricité de 2<sup>ème</sup> ordre :*

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$l_f = 2l = 1,2m ; \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_s}\right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0.00144m$$

$$e_o = e_1 + e_a + e_2 = 0,234m$$

$$\begin{cases} e_o = 0,234m \\ \frac{h_o}{2} - C' = 0.03m \end{cases} \Rightarrow e_o > \left(\frac{h_o}{2} - C'\right)$$

Donc La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

**IV.2.2.3 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue**

- **E.L.U :**

$$e_{uA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2}\right) = 0.274m$$

$$M_{uA} = N_u e_{uA} = 0.924KN.m$$

- **E.L.S :**

$$e_o = M_{ser} / N_{ser} = 0,192m$$

$$e_{sA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2}\right) = 0,232m$$

$$M_{sA} = N_s e_{sA} = 0.58KN.m$$

**IV.2.2.4 Calcul de ferrailage :**

<b>Calcul des moments réduits</b>		
État limite de compression du béton	Si : <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ <math>\mu \leq \mu_l</math> alors : « Pas d'aciers comprimés »</li> <li>➤ <math>\mu \geq \mu_l</math> alors : « Aciers comprimés nécessaires »</li> </ul>	$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu} b d^2} = 0.029$ <p>Pas d'aciers comprimés</p>
<b>Calcul des paramètres caractéristiques de la section</b>		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha=0.0375$
Ordonnée de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$y=0.0033m$

Bras de levier du couple interne	$d(1 - 0.4\alpha)$	$Z_b=0.097m$
<b>Détermination de la section théorique des aciers tendus</b>		
Section théorique d'acier	$M_{uA}/Z_b f_{su}$	$A_u = 0.273cm^2$
Condition de non fragilité	$0.23 b d f_{t28}/f_e$	$A_s \text{ min} = 1.293cm^2$
<b>Choix des sections commerciales (les armatures tendus)</b>		
<b>Ast = 5 T 6 = 1.41 cm<sup>2</sup></b>		
Les armatures de répartition	$A/4$	$0.352cm^2$
<b>2T6 <math>\Rightarrow A_s = 0.57cm^2</math></b>		

**IV.2.2.5 Vérification à L'ELS**

*Vérification de l'effort tranchant :*

<b>Vérification de la contrainte de cisaillement</b>		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$\tau_u = 0.1MPa$
Contrainte tangente limite	$Min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa)$	$2.50 MPa$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq Min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa)$	$0.1 < 2.5$ vérifiée

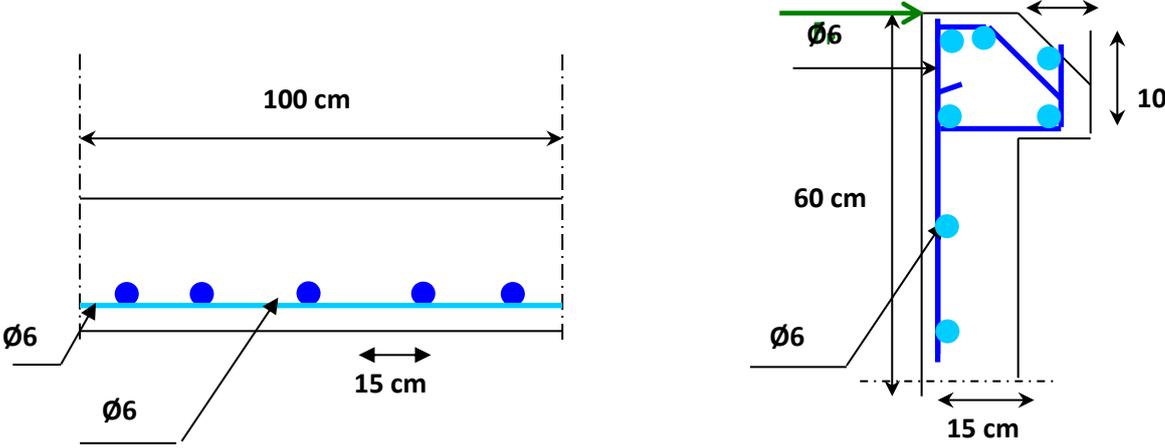


Fig. III .14 Coupé de l'acrotère

**IV.1.Introduction :**

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

**V.2 Méthode de calcul**

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées particulièrement par deux méthodes :

- méthode statique équivalente ;
- méthode dynamique modale spectrale.

**V.2.1 méthode statique équivalente****a. Principe de la méthode : [RPA99/4.2.1]**

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

**b. conditions d'application : [RPA99/4.1.2]**

- Régularité en plan : [RPA99/3.5.1.a]
- Régularité en élévation : [RPA99/3.5.1.b]

**c. vérification des conditions d'application**

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

**d. Conclusion :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable. Dans notre cas, on va appliquer la méthode dynamique modale spectrale. [RPA99/4.1.3]

### **V.2.2 Méthode dynamique modale spectrale**

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extrêmes des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

#### **V.2.2.1 Modélisation**

Nous utiliserons les étapes suivantes dans la modélisation de notre structure :

-Détermination des propriétés des matériaux utilisés :

Les propriétés du béton (voir chapitre II)

-Détermination des caractéristiques géométriques (voir chapitre I).

-Détermination des conditions aux limites :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et, une rotation d'axe verticale). [RPA99/4.3.2]

-Détermination de la descente des charges :

-Détermination des forces sismiques E :

Ils sont distribués horizontalement verticalement sur les éléments proportionnels à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonale (X et Y )

-Détermination des combinaisons des charges :

- 1)  $1.35G + 1.5Q$
- 2)  $G + Q$
- 3)  $0.8G + E$
- 4)  $0.8G - E$
- 5)  $G + Q + E$
- 6)  $G + Q - E$
- 7)  $G + Q + 1.2E$

V.3 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{3/5} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

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

IV.7.Poids total de la structure "W" :

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations, d'après : (le tableau 4.5, RPA99V2003, P30)

$$W_T = \sum W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{gi} + B w_{qi}$$

W<sub>gi</sub> : poids due aux charges permanente

W<sub>qi</sub> : charge d'exploitation B: coefficient de pondération (d'après RPA99 ; B = 0,2 )

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est

Niveaux(m)	W étage (t)
entre- sol	455.275196
RDC	529.500713
1 étage	487.025066
2 étages	479.614163
3 étages	472.984550
4 étages	482.154100
buanderie	34.524956
<b>Masse totale</b>	<b>2941.72</b>

Tableau IV.1 : Poids des différents niveaux

### V.3.3 Évaluation de la force sismique

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

Avec : **A** : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

**D** : facteur d'amplification dynamique.

**Q** : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

**R** : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totale de la structure.

**V.3.3.1 résultante de la force sismique**

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

**V.3.3.2 Définitions de la valeur des coefficients**

\*Coefficient d'accélération A:

- Zone(1) D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen (RPA 99)
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.10**

\*Coefficient de comportement global de la structure R :

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

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

**3. facteur de qualité (Q)**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ (Tableau 4.4 : RPA 99V2003)}$$

Critère q	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

**Tableau IV.2: Pénalité P<sub>q</sub> en fonction de critère de qualité**

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$  .(RPA 99 révisée en 2003)

$$Q_x = 1 + (0,00+0,00+0,00+0,000+0,05+0,10) = 1,15.$$

$$Q_y = 1 + (0,00+0,05+0,00+0,00+0,05+0,10) = 1,20.$$

\*Facteur de correction d'amortissement " $\eta$ " :

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages  $\xi = 7 \%$  ; (tableau4.2.RPA99)

**a. Caractéristiques de l'ouvrage :**

Zone I: sismicité faible.

Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne

Site S3 : T1= 0,15 s et T2=0,5 s

Système de contreventement : R=5 (portiques + voiles)

Coefficient d'accélération de la zone A=0,1

Facteur de qualité Q=1,25

**B .le spectre de réponse :**

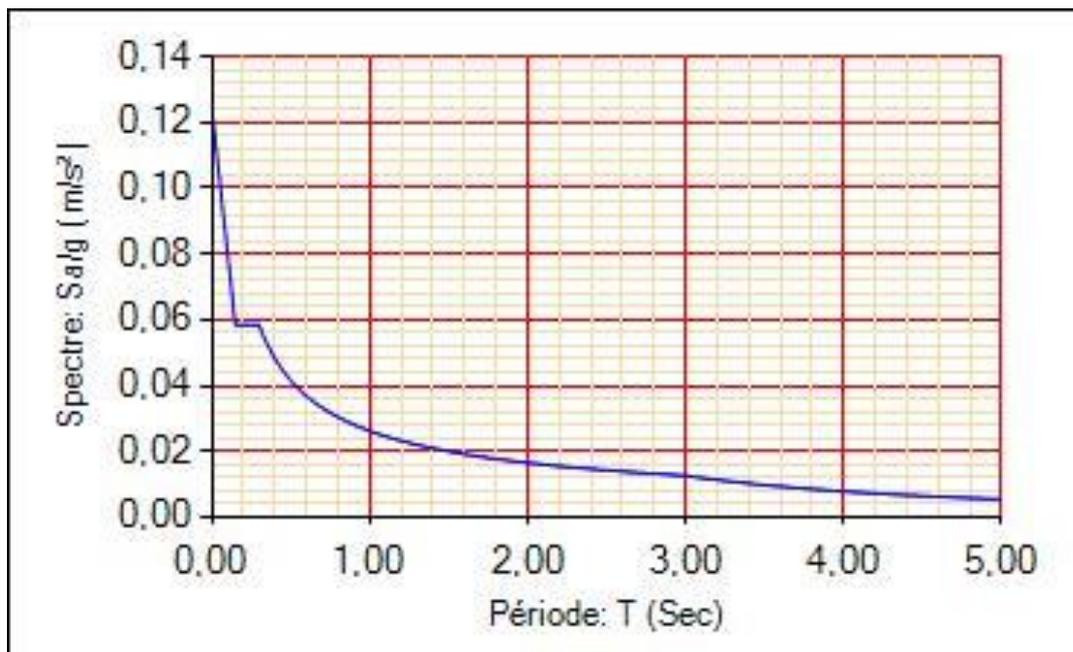


Figure IV.1 : Diagramme de spectre de réponse

-Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :  $T = C_t h_N^{3/4}$

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

: Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Il est donné par **le tableau 4.6 du RPA99/v2003 page 31.**

$$C_T = 0,05 \rightarrow T_1 = 0,05 * (18.94)^{3/4} \rightarrow T_1 = 0,45s$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

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

$$D_x = 29.90 \text{ m et } D_y = 17.84\text{m}$$

$$T_2 = 0.09 h_N / \sqrt{D_x} = 0,31 \text{ s}$$

$$T_3 = 0.09 h_N / \sqrt{D_y} = 0,40 \text{ s}$$

$$T = \min (T_1, T_2, T_3) = 0,40s$$

\*Période T1 et T2 du site considéré :

$$T_1 = 0,15.$$

$$T_2 = 0,50.$$

**7. facteur de correction d'amortissement donné par la formule**

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0,8819 \geq 0,7$$

**Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :**

$$0 < T < T_2 \rightarrow D = 2,5 \text{ n}$$

$$T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2,5 \text{ n } (T_2 / T)^{2/3}$$

$$T \geq 3s \rightarrow D = 2,5 \text{ n } (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3}$$

Le coefficient dynamique moyen DX= 1.702099

Le coefficient dynamique moyen DY= 1.672382

**V.3.3.3 La force sismique totale sera :**

$$V_x = \frac{0,1 \times 1,70 \times 1,15}{5} \times 2941.72 = 115.02 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,1 \times 1,67 \times 1,20}{5} \times 2941.72 = 117.90 \text{ KN}$$

Les résultats de la force sismique à la base V doit être distribué sur la hauteur de la structure, ce calculé à été effectué par MSE99.

Les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Suivant(x) :

Niveau	Force FX (t)	Effort tranchant sens X (t)
1	2.518	240.073
2	5.421	237.555
3	9.808	232.134
4	12.243	222.326
5	15.229	210.083
6	18.148	194.854

**Tableau IV.3 : Effort tranchant sens X distribué sur la hauteur de la structure**

Suivant (y) :

<b>Niveau</b>	<b>Force FX (t)</b>	<b>Effort tranchant sens X (t)</b>
<b>1</b>	<b>2.471</b>	<b>235.954</b>
<b>2</b>	<b>5.321</b>	<b>233.483</b>
<b>3</b>	<b>9.626</b>	<b>228.162</b>
<b>4</b>	<b>12.016</b>	<b>218.536</b>
<b>5</b>	<b>14.947</b>	<b>206.520</b>
<b>6</b>	<b>17.811</b>	<b>191.573</b>

**Tableau IV.4 : Effort tranchant sens Y distribué sur la hauteur de la structure**

## IV.10.Résultats de calcul :

		Facteur de participation massique			
Mode	Période(s)	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$
1	1,293892	0,32765	0,28269	0,32765	0,28269
2	1,024546	0,30053	0,36868	0,62818	0,65137
3	0,94507	0,05931	0,03271	0,68749	0,68408
4	0,378761	0,07411	0,06296	0,7616	0,74704
5	0,257482	0,052	0,06263	0,8136	0,80967
6	0,239526	0,00003543	0,00004708	0,85221	0,8566

Tableau IV.5 : Période et facteur de participation massique

**V.1.Introduction :**

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

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l’outil informatique à travers le logiciel d’analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

➤ **Poteaux**

Se sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

➤ **Poutres**

Se sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

**VI.2.1. Ferrailage des poteaux**

**V.2.1.Combinaisons spécifiques de calcul :**

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G + P + 1,2 E \\ 0,8 G + E \end{array} \right.$$

- Les armatures longitudinales sont déterminées sous trois cas de sollicitations suivantes :

1<sup>ier</sup> Cas :  $N_{max} \longrightarrow M_{corr}$

2<sup>ième</sup> Cas :  $M_{max} \longrightarrow N_{corr}$

- Pour ces armatures on doit respecter les conditions suivantes :

D’après le RPA 99 (article 7.4.2)

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

Leur pourcentage minimale sera de 0.7 % (zone I).

- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I)
  - La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I)  $\delta_t < 25 \text{ cm}$ .
- Pour la conception de nos poteaux, nous avons 4 types de poteaux à ferrailer :
    - Poteaux  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$  : pour les niveaux (entresol -R.D.C).
    - Poteaux  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$  : pour les niveaux (1<sup>ier</sup> Étage)
    - Poteaux  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  : pour les niveaux – (2<sup>ième</sup>-3<sup>ier</sup> Étage)
    - Poteaux  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$  : pour les niveaux (4<sup>ième</sup> Étage)

	Sollicitation <i>KN ou KN · m</i>	Poteaux $(45 \times 45) \text{ cm}^2$	Poteaux $(40 \times 40) \text{ cm}^2$	Poteaux $(35 \times 35) \text{ cm}^2$	Poteaux $(30 \times 30) \text{ cm}^2$
<b>Combinaison</b> $1,35G + 1,5P$ <b>1<sup>ier</sup> cas</b>	$N_{\max}$	<b>1863.11</b>	<b>1158.43</b>	<b>481.47</b>	<b>285.1</b>
	$M_{\text{corr}}$	<b>28.19</b>	<b>31.181</b>	<b>28.89</b>	<b>17,95</b>
	$T_{\max}$	<b>29.67</b>	<b>34.6</b>	<b>36.42</b>	<b>39.87</b>
<b>Combinaison</b> $G + P + 1,2Ex$ <b>2<sup>ième</sup> cas</b>	$M_{\max}$	<b>121.931</b>	<b>92.184</b>	<b>51.845</b>	<b>34.25</b>
	$N_{\text{corr}}$	<b>1840,57</b>	<b>1050,75</b>	<b>822,69</b>	<b>397,26</b>
	$T_{\max}$	<b>34,61</b>	<b>26,87</b>	<b>23,30</b>	<b>19,49</b>

Tableau VI .1 Récapitulation des moments fléchissant et des efforts

### VI.2.1.1 Exemple de calcul

- **Armatures longitudinales :**

**1<sup>ier</sup> Cas :** Combinaison fondamentale  $(1,35G + 1,5P)$

$$\begin{cases} N_{\max} = 1863.11 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 28.19 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{28.19}{1863.11} = 0,015 \text{ cm}.$$

$\frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3.75$      $e_1 < (h/12) \longrightarrow$  Compression centrée ce qui implique que  
la section va être calculée à la compression simple, donc le  
calcul se fait à l'état limite (E.L.U).

• **E.L.U :**

$$A'_1 = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{1863.11 \times 10^3 - (45 \times 45) \times 14,17 \times 100}{348}$$

$$A'_1 = -2969.29 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_1 = 0$$

• **E.L.U. :**

$$L_f = 0,7 h_e = 0,7(306) = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,45}{\sqrt{12}} = 0.129 \Rightarrow \lambda = \frac{2.142}{0,129} = 16.60$$

$$\lambda = 16.60 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,814$$

Selon le CBA93 [2] :

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( \frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2) = 1849 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left( \frac{1863.11 \cdot 10^3}{0,814} - \frac{1849 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A'_2 \geq -32.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_1 = \max(A'_1, A'_2) = 0$$

**2<sup>ième</sup> Cas :** Combinaison accidentelle ( $G + P + 1,2 E_x$ )

$$\begin{cases} M_{\max} = 163,993 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 1388,62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{121.931 \times 100}{1480.57} = 8.23 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow$$

$$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L'effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

$\Rightarrow$  La section sera sollicitée à flexion composée

**Remarque :**

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué  $\Rightarrow$  les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élancement  $\lambda < 35$  (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\left(\frac{l_f}{h} : \text{Élancement géométrique}\right) \quad \lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.11$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left[ 15, 20 \frac{e_1}{h} \right] \text{ Dans tous les cas } \Rightarrow \text{le poteau peut être élancé.}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1<sup>er</sup> ordre  $e_1$  par une excentricité majorée :

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( \frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left( \frac{1388,62 \cdot 100}{0,817} - \frac{1849 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A_2 \geq -93.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_3 = 0$$

➤ **Armatures minimales :**

- Selon le CBA93 [2] :

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b + h)}{100} \right] \text{ cm}^2 = 7.2 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_{\min} = 0,7\% b \cdot h = 14.17 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures maximales :**

- Selon le CBA93 [2] :

$$A_{\max} \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} = 101.25 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A99 version 2003 [3] :  $\begin{cases} A_{\max} = 3\% b \cdot h = 60.75 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \cdot h = 121.5 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$

➤ **Ferraillage adopté :**

$$A_{\text{adoptif}} = \max (A_1 ; A_2 ; A_{\min(2)}) = 14.17 \text{ cm}^2$$

On prend  $A = 4T14 + 4T16 = 14.20 \text{ cm}^2$

• **E.L.S :**

$$N_{\max} = 2878,98 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 9,984 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{28.19}{1863.11} = 0,015 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression centrée,}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 34.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{34.61 \times 10^3}{45 \times 40 \times 100} = 0,192 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min (0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{ad}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures transversales :**

- Selon le R.P.A 99 version 2003 [3] :

$$A_t = \frac{\varphi_a \cdot \delta_t \cdot T_{\max}}{h \cdot f_e}$$

♦ **Calcul des espacements :**

$$\begin{cases} \delta_t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ \delta'_t \leq 10\phi_L \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

**Avec :**  $\phi_L$  : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

Donc on prend :  $\delta_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale}$

$\delta'_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante}$

$\varphi_a$  : est en fonction de  $\lambda$  :

$$\lambda = 16.60 \leq 35 \Rightarrow \varphi_a = 2,5 L' \text{ élancement géométrique}$$

$$T_{\max} = 34.61 \text{ KN.}$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 34.61 \times 10^3}{45 \times 235 \times 100} = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot \delta'_t = 0,3 \times 10^{-2} \times 45 \times 15 = 2,02 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 3\phi 10 = 2.36 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Soit deux cadres.

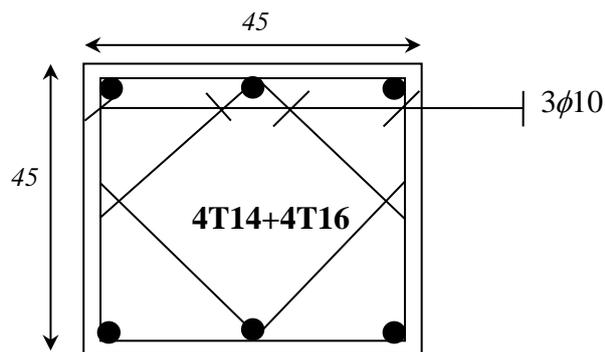


Figure.VI.2 Ferrailage des poteaux

• **Longueur de recouvrement :**

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I)...RPA99

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 65 \text{ cm}$ .

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 60 \text{ cm}$ .

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 50 \text{ cm}$ .

Détermination de la zone nodale :

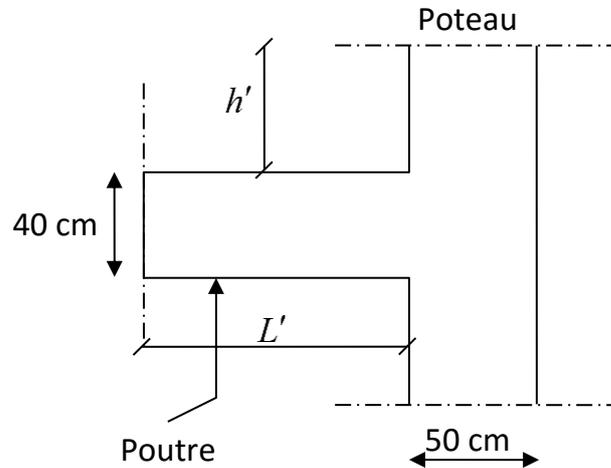


Figure VI .3 Schéma de la zone nodale.

$$\begin{cases} L' = 2 \cdot h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h_i; 50 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \\ h' = \max\left(\frac{357}{6}; 45; 45; 50\right) \text{ cm} = 50 \text{ cm}. \end{cases}$$

Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau ( $60 \times 60 \text{ cm}^2$ ). Le reste des calculs est présenté dans le (tableau) qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales sur chaque type de poteau et selon les règlements utilisés CBA93 [2] et le R.P.A 99 version 2003 [3].

Poteau ( $cm^2$ )	$A_{calcul}$	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )	Section corresp ( $cm^2$ )	$A_{trans}$ ( $cm^2$ )	Section corresp ( $cm^2$ )	$\delta_t$ ( $cm$ )	$\delta'_t$ ( $cm$ )
<b>45×45</b>	<b>14.17</b>	<b>4T14 +4T16</b>	<b>14.20</b>	<b>3 <math>\phi</math> 10</b>	<b>2.36</b>	<b>10</b>	<b>15</b>
<b>40×40</b>	<b>11,20</b>	<b>4T16 +4T12</b>	<b>12.56</b>	<b>3 <math>\phi</math> 10</b>	<b>11236</b>	<b>10</b>	<b>15</b>
<b>35×35</b>	<b>8,575</b>	<b>8T112</b>	<b>9.05</b>	<b>3 <math>\phi</math> 10</b>	<b>2.36</b>	<b>10</b>	<b>15</b>
<b>30×30</b>	<b>6,30</b>	<b>6t12</b>	<b>6,79</b>	<b>3 <math>\phi</math> 10</b>	<b>2.36</b>	<b>10</b>	<b>15</b>

Tableau VI.2 : Récapitulation du ferrailage des poteaux

### VI.2.2 Ferrailage des poutres

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront réalisés en flexion simple à partir du règlement CBA93 [2]; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 version 2003 [3] pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes :

- La combinaison fondamentales : « genre » **BAEL 91 1er**

$$\left\{ 1,35G + 1,5Q \text{ « ELU ».} \right.$$

- Combinaisons accidentelles : « genre » **RPA 99V2003 2ème**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + P \mp E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

### V.3.1.Recommandation du RPA99 :

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

\*Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

\*Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

\*La longueur minimale de recouvrement est de :

-  $40 \varphi$  en zone I.

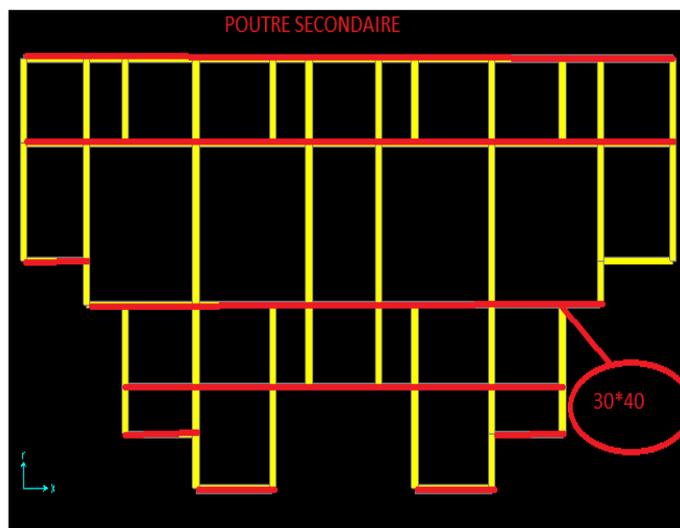
On a deux types de poutres à étudier

- Poutres principales  $\longrightarrow$  P.P  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires  $\longrightarrow$  P.S  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

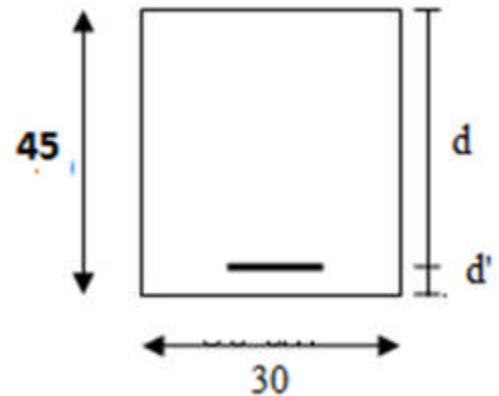
### VI.2.2.1 Étude des poutres principales P.P $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

**.Exemple d'étude de la poutre principale :**

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire intermédiaire situé au plancher haut du 2<sup>ème</sup> étage représentés sur la figure ci-dessous :



$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \cdot 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \cdot 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \cdot 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$



.5.2-Section d'une poutre

V.2.2.1.calcul des armatures longitudinale :

Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>St</sub> (KN.m)	M <sub>Sa</sub> (KN.m)
30x45	59,17	-122,14	42,51	-87,79

Tableau V.7: sollicitation de la poutre principale

b. Calcul des armatures longitudinales selon le CBA93

A- Ferrailage en travée :

1- ELU :

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{0,05917}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17}$$

$\mu = 0,084 \Rightarrow \mu < 0,392 \Rightarrow$  donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\Rightarrow \alpha = 0,109 \Rightarrow \beta = 0,387.$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta} = \frac{0,05917}{348 \times 0,387} = 4,39 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :
- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 35 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Donc :  $4,39 > 1,46 \text{ cm}^2$  ..... **C.V**

**2- ELS :**

-Le moment maximum en travée  $M_t = 42,51 \text{ m}$ .

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{90.64}{64.82} = 1,39$$

$$\alpha = 0,15 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

**3- Armatures minimales :**

Selon **RPA99 V2003 :**

$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2$ .... RPA99 V2003 ; page 52.

**4- Armatures maximales :**

Selon **RPA99 V2003**, page **73 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = 4\% \quad 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \quad 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

**5. Choix des Armatures :**

Le choix des armatures en travée : **Ast**  $\Rightarrow$  **3T14 + 3T12** » de section **8,01 cm<sup>2</sup>/ml**.

**B- Ferrailage en appui :**

**1- ELU :**

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{0.12214}{0.30 \times (0.405)^2 \times 14.17}$$

$\mu = 0,175 \Rightarrow \mu < 0,392 \Rightarrow$  donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 0,242 \rightarrow \beta = 0,365$$

$$A = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot \beta} = \frac{0.12214}{348 \times 0,365} = 9,61 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Donc :  $9,61 \text{ cm}^2 > 1,46 \text{ cm}^2$  .....**C.V**

**2- ELS :**

$$M_{\text{AMAX}} = 87,79 \text{ KN.m.}$$

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{122,14}{87,79} = 1,39$$

$$\alpha = 0,15 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

**3- Armatures minimales :**

Selon **RPA99 V2003** :

$A_{min}=0.5\% (b \times h)=6.75 \text{ Cm}^2 \dots$  RPA99 V2003 ; page 52.

#### 4. Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : **Ast**  $\Rightarrow$  **3T14 + 3T16** » de section **10,65cm<sup>2</sup>/ml**.

#### c. Calcul des armatures transversales

##### V.3.2.2.Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, Q_{L_{\min}}, \frac{b}{10} \right) \quad \text{Selon le CBA93 [2]}$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{45}{35}, 1,6, \frac{35}{10} \right) = 1,28 \text{ cm.}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

##### Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I)...RPA99

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 64 \text{ cm}$ .

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 60 \text{ cm}$ .

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 50 \text{ cm}$ .

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$l' = 2 \times h = 90 \text{ cm} \dots$  « **RPA99 V2003**, page 49, fig 7.2 »

##### V.3.2.3.L'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 page 53:

- **En zone nodale**

$$\delta_t \leq \min \left( \frac{45}{4}; 12 \times 1,6 \right) = 11,25 \text{ cm.}$$

On prend  $\delta_t = 10 \text{ cm}$ .

- **En zone courante**

$$\delta_i \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm.}$$

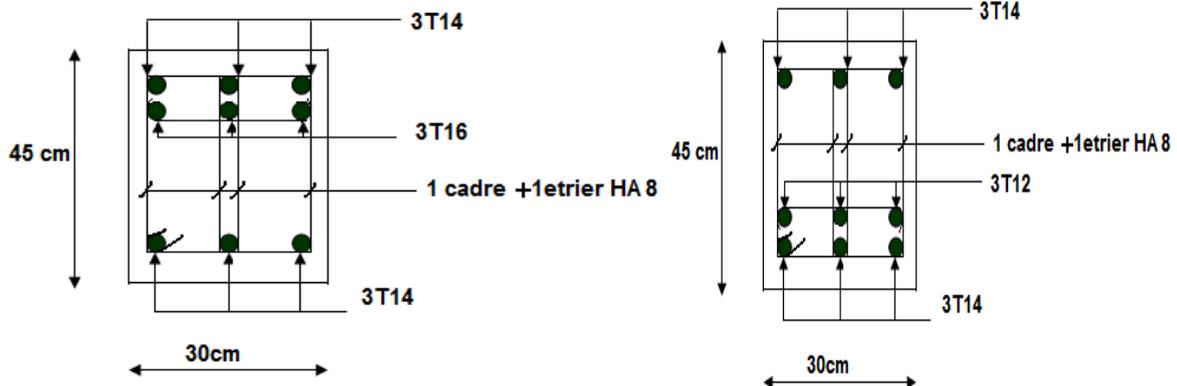
On prend  $\delta_i = 20 \text{ cm.}$

**Récapitulatif :**

Type		$A_{calcul}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{choisie}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{adobtere}$ (cm) <sup>2</sup>	$Q_t$ (cm)	$\delta_t$ (cm) zone courante	$\delta_t$ (cm) zone nodale
Poutres principales (30x45)	Travée	4,39	3T14 + 3T12	8,01	φ8	20	10
	Appui	9,61	3T14 + 3T16	10,65	φ8	20	10

Tableau V.9 : Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre

principale



En travée

En appui

Figure V.2 : Ferrailage des poutres principales (30x45) de niveau 6,66 m

VI.2.2.2 Étude des poutres secondaires P.S (30×40) cm<sup>2</sup>

V.3.3. Exemple d'étude de la poutre secondaire :

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage

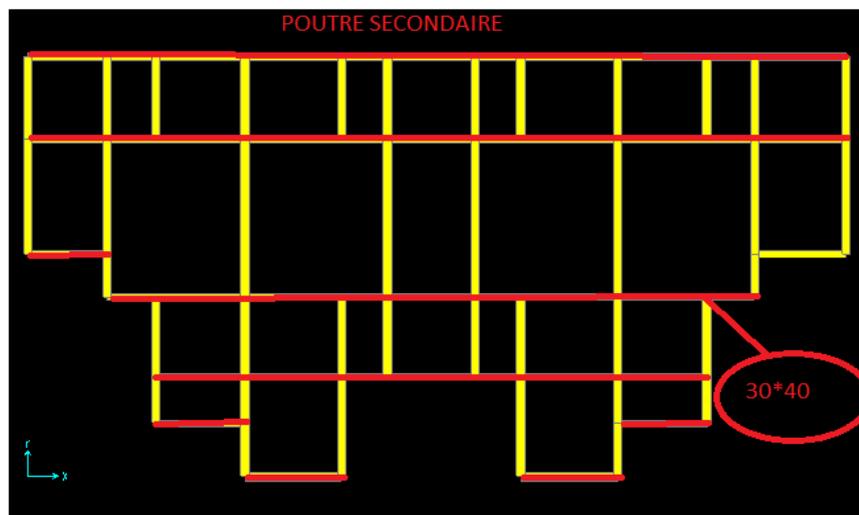


Figure V.3 : les poutres principales et les poutres secondaires

Type		$A_{calcul}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{choisie}$ (cm) <sup>2</sup>	$A_{adobtere}$ (cm) <sup>2</sup>	$Q_t$ (cm)	$\delta_t$ (cm) zone courante	$\delta_t$ (cm) zone nodale
Poutres secondaires 30×40	Travée	2.76	2T14 + 3T12	6,45	φ8	20	10
	Appui	5.32	2T14 + 3T12	6.45	φ8	20	10

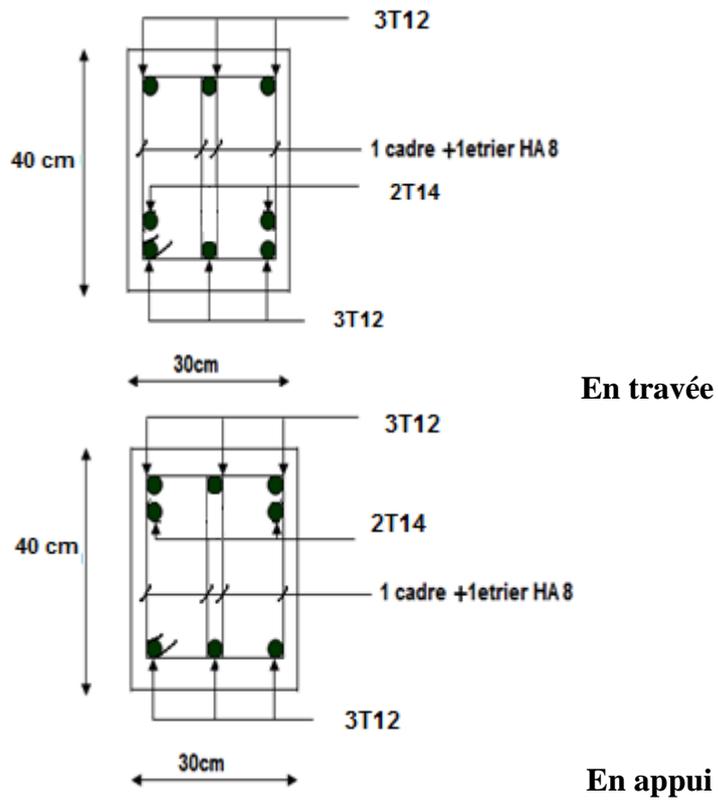


Figure V.4 : ferrailage des poutres secondaires (30x40) de niveau 6,66m

**VI.1. Introduction :**

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut-être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux) .

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.

**VI.2. Différents types de fondations :**

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

**Choix de type de fondation :**

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

**IV.3. Combinaison d'action :**

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

**Calcul des surfaces revenant aux semelles :**

La contrainte admissible est déduite de la contrainte ultime par les formules suivantes

**Semelle isolé****Remarque**

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**Semelles filantes****Remarque**

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

#### VI.4. Choix du type de fondation :

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un **radier** général.

##### 1. Pré dimensionnement du radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

Poids supporté par le radier.

Superstructure  $G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{11} G_i = 41667,90 \text{ KN.}$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^{11} Q_i = 5644,64 \text{ KN}$$

##### 2. Combinaison d'actions

$$\text{E.L.U} : N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 64718,62 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S} : N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 47312,54 \text{ KN}$$

##### 3. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 47312,54 \text{ KN.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 315,41 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise  $S_{\text{radier}} = 401,84 \text{ m}^2$ .

b. Épaisseur du radier {la nervure la dalle} :

L'épaisseur  $h_n$  de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq L_{\max} / 10.$$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux files successives «  $L_{\max} = 5,9m$  ».

D'où :  $h_n \geq 59cm$ .

$H_d$  : l'épaisseur de la dalle.

$$H_d \geq L_{\max} / 20$$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux files successives «  $L_{\max} = 5,9m$  ».

D'où :  $h_d \geq 2,95cm$ .

1<sup>ier</sup> proposition :  $h_n = 60\text{ cm}$

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

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

Donc on augmente les valeurs de  $h_n$ ,  $h_d$ .

2<sup>ème</sup> proposition :  $h_n = 100\text{ cm}$

$$h_d = 50\text{ cm}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

Donc on augmente les valeurs de  $h_n$ ,  $h_d$ .

3<sup>ème</sup> proposition : « Le choix :  $h_n = 180cm$ ,  $h_d = 80cm$  »

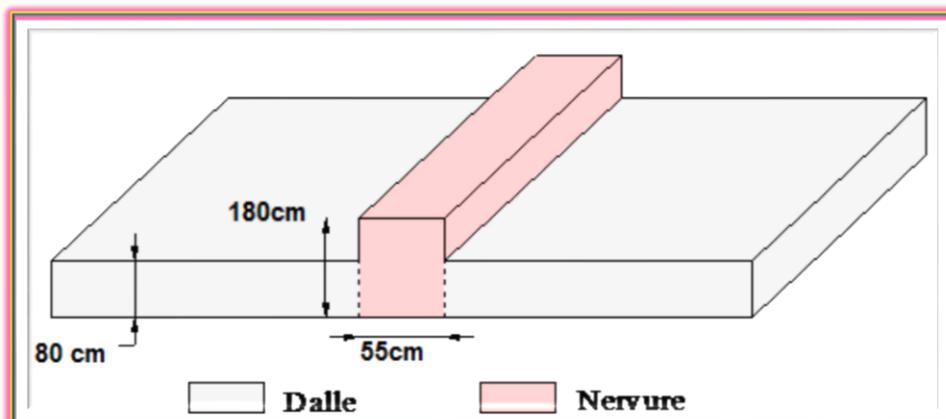


Figure VI.1 : dimension du radier

**Vérification au poinçonnement : {BAEL 91/A.5.2.42}**

La condition non poinçonnement est vérifié si :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b.$$

Avec :

$$Q_u = 1474,328 \text{ KN.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$U_c = (u + h) \times 4 = (55 + 180) \times 4$$

$$U_c = 940 \text{ cm}$$

$$\text{Charge limite } Q_{ul} = 0.045 \times U_c \times d \times f_{c28} / \gamma_b.$$

$$Q_{ul} = 5520 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1474,328 \text{ KN} \quad Q_{ul} < 5520 \text{ KN} \quad . \text{ C.V}$$

**débordement « D » :**

$$D \geq \text{Max} \left[ h_n / 2 : 30 \text{ cm} \right] = 90 \text{ cm}$$

On adopte : **D = 1,50 m.**

**VI.5. Calcul de Ferrailage de la dalle :**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 0, 81,00 » m<sup>2</sup> et en deux directions, l'une suivant **XX'** et l'autre suivant **YY'**. ×

**En travée :**

Ferrailage suivant **Lx :**

$$\mu = \frac{M_{11}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

80

$$\mu = \frac{0.55}{1 \times (0.72)^2 \times 14.17}$$

$$=0.074 \leq 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 0,09 \rightarrow \beta = 0,694m$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta} = \frac{0.55}{348 \times 0,694} = 22.77 \text{ cm}^2$$

Le choix : Ast «**15T14**» de section **23.1** cm<sup>2</sup>/ml.

Ferraillage suivant **Ly** :

$$\mu = \frac{M_{22}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{0.55}{1 \times (0.36)^2 \times 14.17} = 0.089 \leq 0.186 \text{ pivot A.}$$

$$\alpha = 0,117 \rightarrow \beta = 0,686m$$

$$Ast = 27.41 \text{ cm}^2$$

Le choix : Ast «**14T16**» de section **28.14** cm<sup>2</sup>/ml.

-Vérifications de Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \max\left(b \times h / 1000, 23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}\right) \quad Ast \geq 9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } 28.14 > 1,48 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{C.V}$$

**-Vérification à l'ELS :**

-Le moment maximum en travée  $M_{tsmax} = 170.33m$ .

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{657.39}{170.33} = 3.86$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1.68$$

$$\alpha = 0.117 < 1.68 \dots \text{C.V}$$

### En appui :

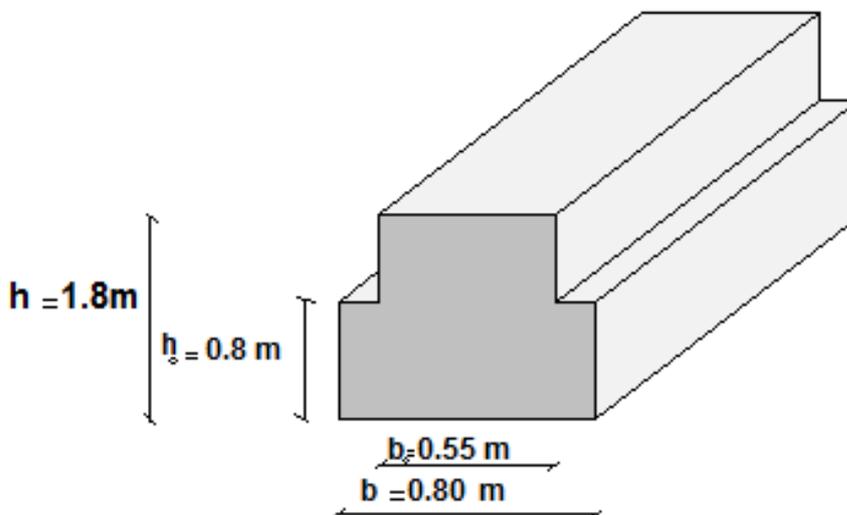
Par les même étapes, on peut détermine le ferrailage en **appui**, et on trouve :

$$A_{st} = 18,31 \text{cm}^2 : \text{Le choix : « Ast } \mathbf{6T20} / \text{ml} \text{ » de section } \mathbf{18,85} \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{sy} = 18,44 \text{cm}^2 : \text{Le choix : « Ast } \mathbf{6T20} / \text{ml} \text{ » de section } \mathbf{18,85} \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

### **VI.6. Calcul de Ferrailage de la nervure :**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « **T** » dimensionné dans la figure suivant :



**Figure VI.2 : dimension de la nervure**

#### 1. Ferrailage longitudinal :

**ELU :**

##### 1. a. En travée :

Le moment maximum en travée  $M_{tmax} = 402.93 \text{ KN.m}$ .

$$-M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2)$$

On a:  $b= 0,80m$  ;  $h_0 = 0,80m$  ;  $d = 0,9 \times h_0 = 1,62m$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPA}$

$M_t = 11,06 \text{ MN.m.}$

→  $M_t > M_u$  : l'axe neutre est dans la table, le calcul est fait en flexion simple avec une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$\mu = 0,013$ .  $\alpha = 0,017$ .  $\beta = 1,6$ .

$A_{st} = 7,23 \text{ cm}^2$

Le choix :  $A_{st}$  «**8T14**» de section **12.32**cm<sup>2</sup>/ml.

-Condition de non fragilité :

⇒  $A_{st} \geq \max(1,4\text{cm}^2 ; 1,7\text{cm}^2)$ .

Donc :  $7,23\text{cm}^2 > 1,7\text{cm}^2$  .....**C.V**

**b. En appui :**

Le moment maximum en appui  $M_{amax} = 440,35 \text{ kN.m.}$

$\mu = 0,021$ .  $\alpha = 0,027$ .  $\beta = 1,6$ .

$A_{st} = 7,9\text{cm}^2$ .

Le choix :  $A_{st}$  «**8T14**» de section **12.32**cm<sup>2</sup>/ml.

Condition de non fragilité :

$A_{st} \geq \max(6,91\text{cm}^2 ; 4,18\text{cm}^2)$ .

Donc :  $7,9\text{cm}^2 > 6,91\text{cm}^2$  .....**C.V**

**Vérification à l'ELS :**

**a. En travée :**

Le moment maximum en travée  $M_{tmax} = 324,83 \text{ KN.m.}$

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

$\gamma = 1,24$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.370$$

$$\alpha = 0,017 < 0,370 \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

**b. En appui :**

Le moment maximum en travée  $M_{amax} = 245.36 \text{ kn.m.}$

Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \gamma=1,794$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.647$$

$$\alpha = 0,027. < 0,647 \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

**2. Ferraillage transversal :**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{0.33734}{0.55 \times 1.62} = 0,37 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\mu l} = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration très nuisible.}$$

$$\tau_{\mu l} = \min(2,5, 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u < \tau_{\mu l} = 2.50 \text{ MPA} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

-Calcul du diamètre des armatures transversales :

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

Avec :

$\Phi_t = 1,4$  cm (diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres).

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{180}{35}, 1,4, \frac{55}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq 1.4cm$$

Alors on adopte un choix de :  $\Phi 10$ .

Calcul de l'espacement :

Vérification **RPA** :

Dans la zone nodale :  $s \leq \min \left( \left( \frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \right) cm \right)$

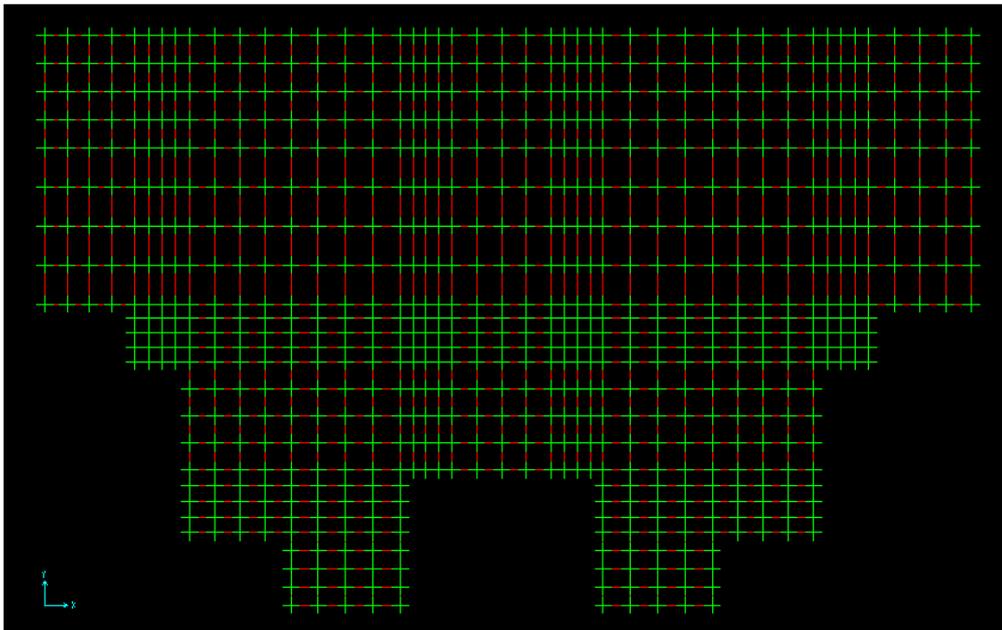
Dans la zone courante :  $s' \leq \left( \frac{h}{2} \right)$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} s \leq \min \left( \left( \frac{180}{4}, 12 \times 1.4, 30 \right) cm \right) = 16.8cm \\ s' \leq \left( \frac{180}{2} \right) = 90cm \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} s = 15cm \\ s' = 20cm \end{array} \right.$$

**Après une modélisation du radier avec le logiciel « SAP2000 » on a obtenu la figure suivante :**





## **Conclusion générale**

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel SAP afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

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 du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

## Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontrées au cours mon projet de thèse.

### Les livres :

-  *Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI-*  
\*office des publications universitaires 1991.
-  *Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN-*  
\*EYROLLES 1992\*;
-  *Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX-*  
\*3<sup>eme</sup> édition 99\*;
-  *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 ».*
-  **Règles Parasismiques Algériennes RPA 99**
-  *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.*
-  **Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.**
-  Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ;  
  
A.MEDJBER/M.HAFIAN/H.AÏMER

### Les mémoires de fin d'étude :

-  *Etude d'une tour (R+10) en béton a usage d'habitation Saida 2009.*
-  *Etude d'une tour (R+9) en béton à usage d'habitation, Saida 2007.*

### Règlements :

1. BAEL99 : Béton armé aux états limites
2. CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
3. DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation
4. RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes

### Cours :

5. Béton armé
6. Dynamique des structures
7. Résistance des matériaux

**Logiciels et programmes :**

AUTO CAD 2014

EXCEL 2007

WORD 2007

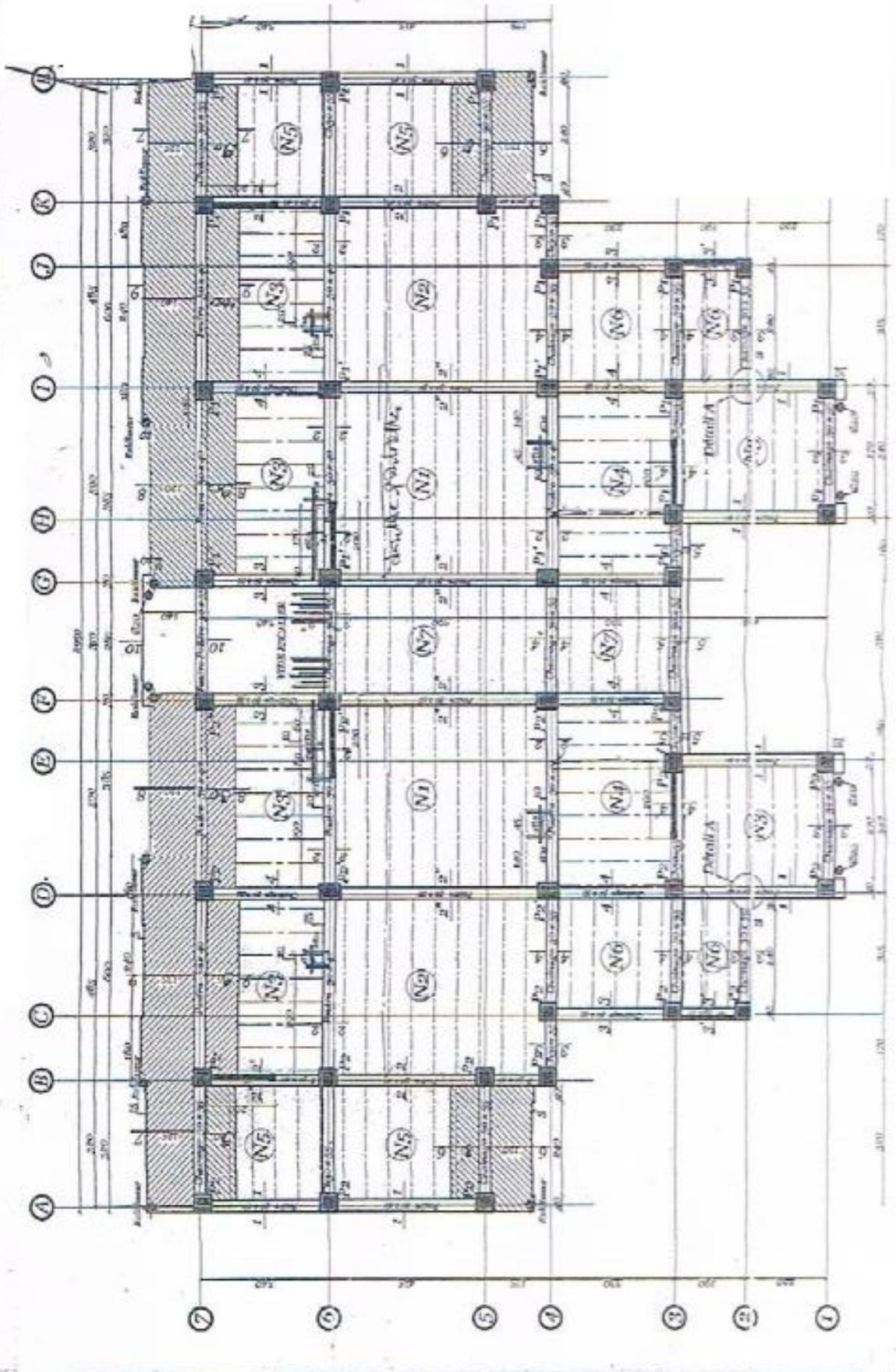
# ANNEXES

**PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILAGE DES PLANCHERS**

**PLANCHER HAUT ETAGE 02, NIV : +9.72**

**ECH : 1/100**

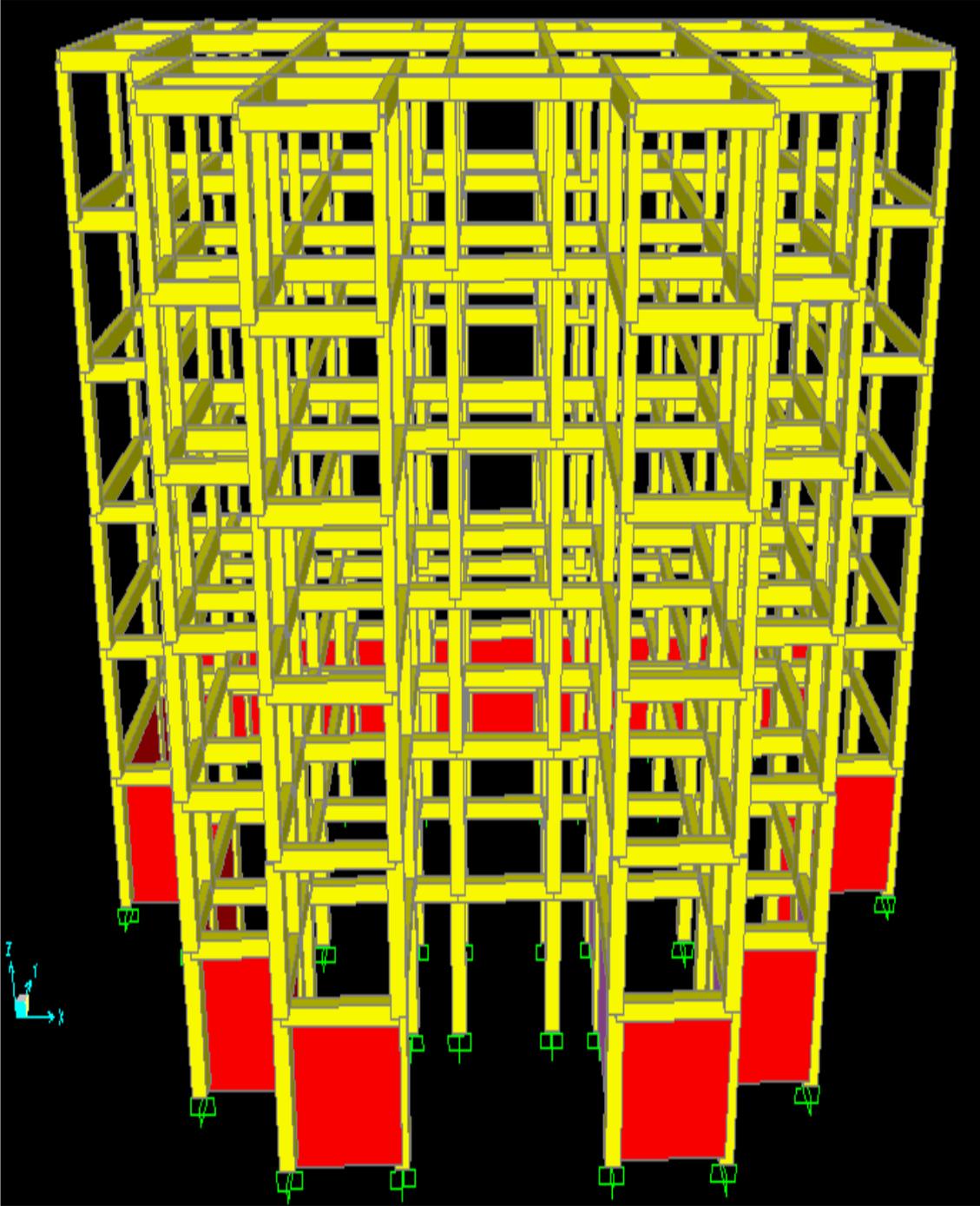
**Projet : 50 / 500 LOGTS  
BENI KHALED BENI SAR  
WILAYA D'AIN TEMOUCHEH.  
BLOCA2 (Entresol+R+4)**

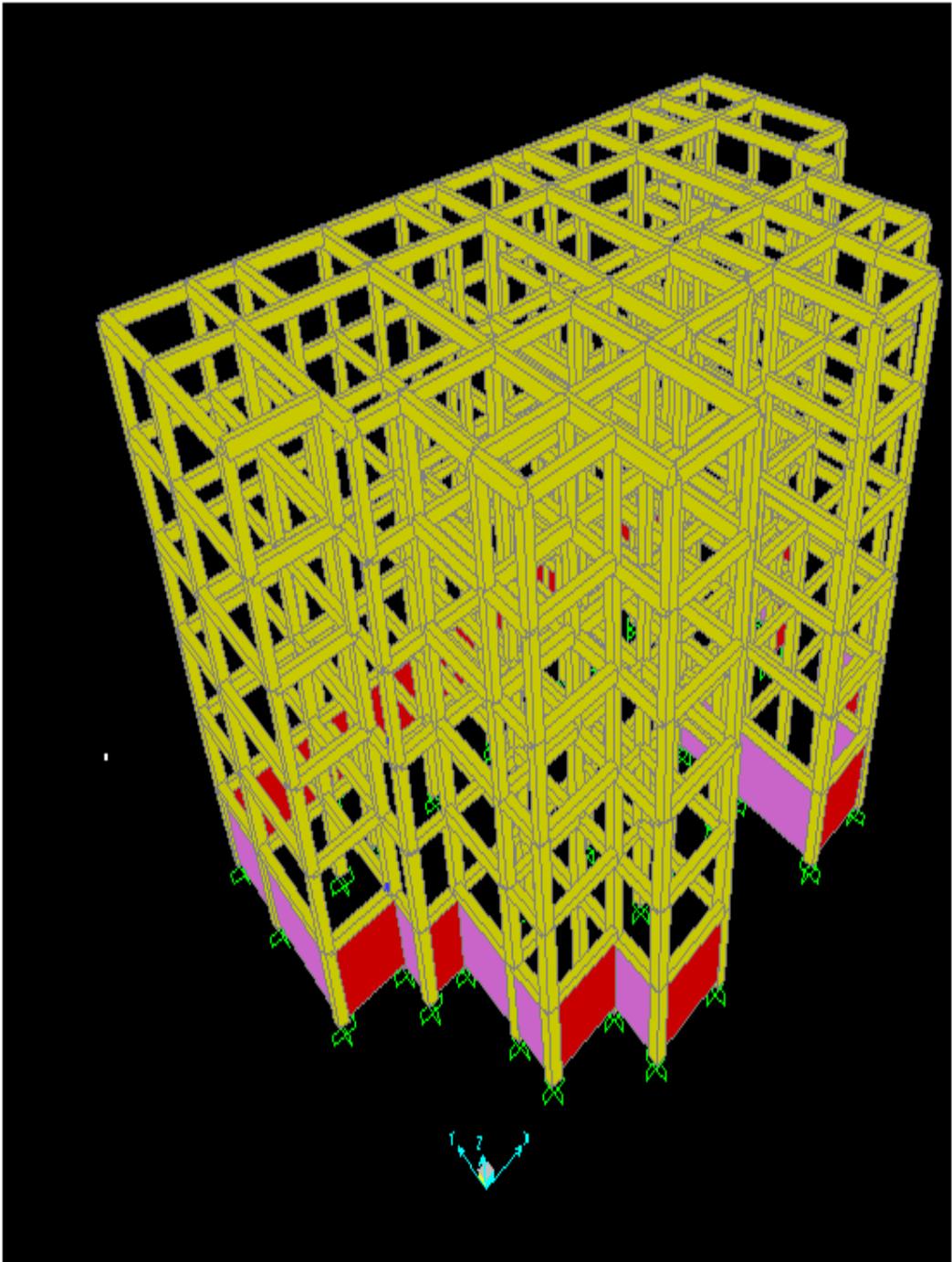


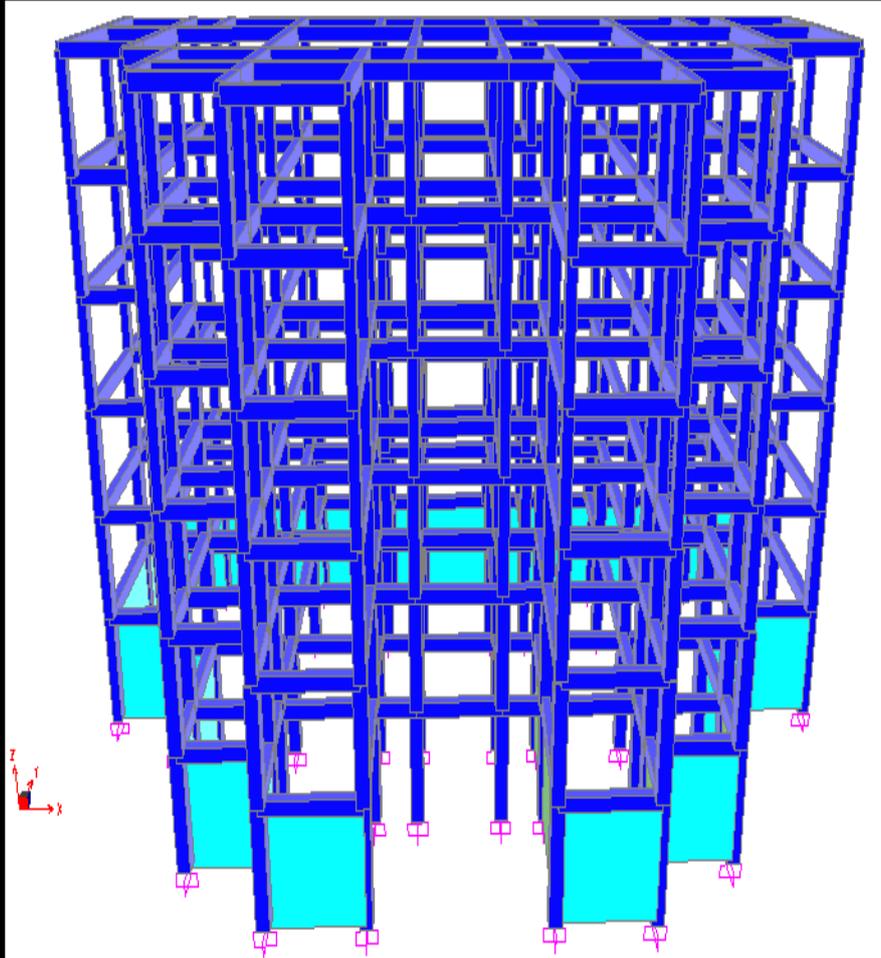
Plan de masse :



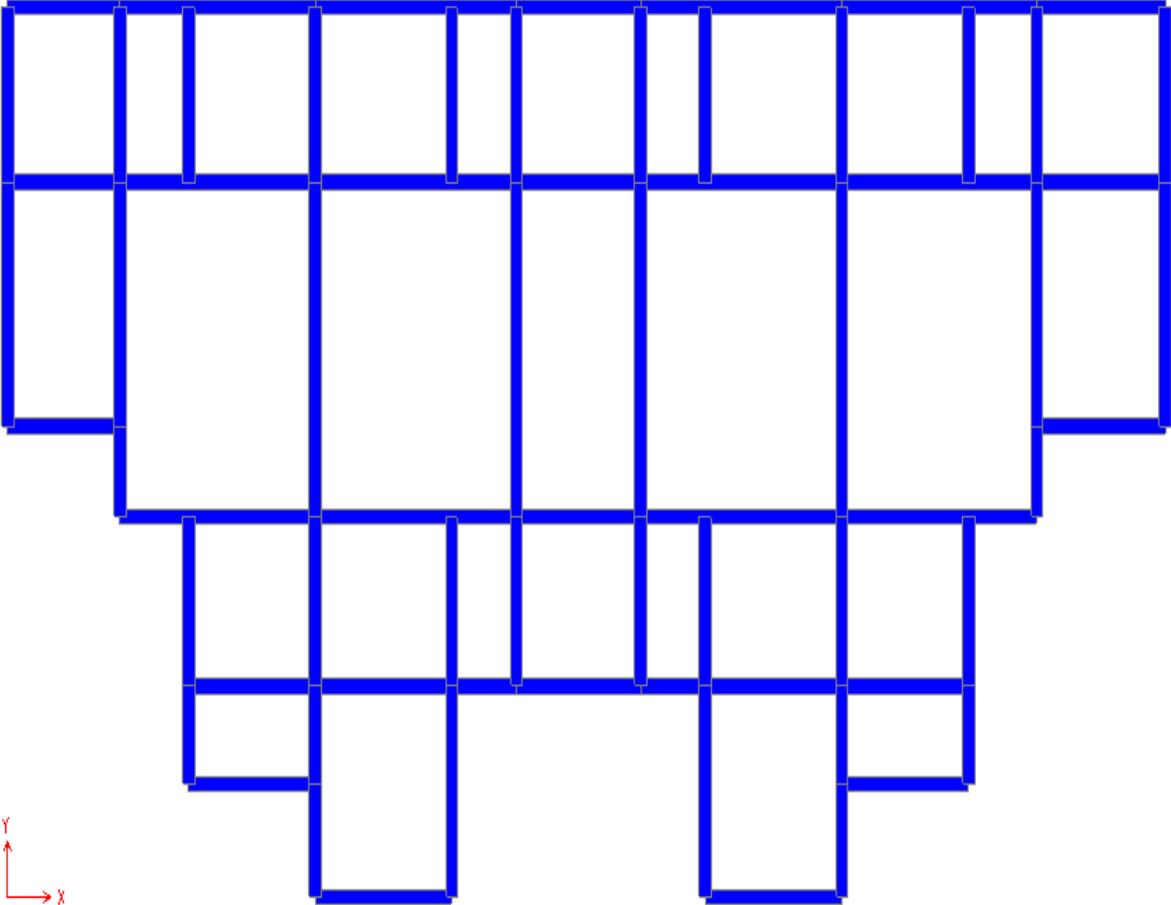
# La structure en 3D par logiciel SAP2000







# Vue en plan de La structure par logiciel SAP2000







# ÉTUDE D'UN BÂTIMENT« enter-sol, RDC + 4 ÉTAGES » DU FORME IRRÉGULIÈRE À USAGE MULTIPLE

M Taouli Youssef

## RÉSUMÉ

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué de un entre sols, un rez de chaussée + 4étage implanté dans la wilaya de Ain t'émouchent

Cette étude se compose de quatre parties.

-La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le redimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

En tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et les règlements parasismiques algérien RPA 99/2003.

**Mots clés :** bâtiment, béton, SAP2000, RPA 99/2003, BAEL91