

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire de Ain Témoichent

Institut des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Ingénierie de Structure

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT R+4 D'USAGE D'HABITATION

AVEC TROIS METHODES

Présenté en..... Par

❖ M^{ELLE} BENDEBAL FATIMA ZOHRA

❖ M^{ELLE} SIDI YKHFLEEF KHADIDJA

Devant le Jury composé de

D ^r	AMARA	Préside
M ^r	DERBL	Examineur
M ^{me}	MOUSSI	Examineur
D ^r	TAHA BERRABAH	Encadreur

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 pour leur soutien, leurs conseils judicieux et leur grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

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.

.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- ❖ *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- ❖ *Mes sœurs et mes frères.*
- ❖ *Toute la famille Benderbal et Sidi Ykhlef*
- ❖ *Mes amies.*
- ❖ *A toute la promotion 2015.*
- ❖ *Tous les enseignants qui m'ont orienté vers la porte de la réussite.*

Résumé

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation collectif (R+4) implanté à la wilaya de Ain Témouchent.

L'étude compose de Cinq principales parties :

- ❖ la première partie de notre mémoire concerne l'introduction et la description des éléments de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés (acier, béton).
- ❖ La deuxième partie traite la descente de charge et le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- ❖ La troisième partie consiste à la détermination de la force sismique pour cela les trois méthodes de calcul sismique (statique équivalente, modale spectrale et transitoire) sera utilisée.
- ❖ La quatrième partie est la partie calcul, qui contient la détermination du ferrailage du plancher, escalier, dalle plein.
- ❖ Enfin dans la cinquième partie : l'utilité du logiciel SAP2000 qui est un outil très puissant dans la modélisation des structures, d'où l'utilisation des résultats de ce dernier dans la détermination du ferrailage des éléments porteurs comme les poteaux, poutres, voiles et fondations et la comparaison entre les résultats des trois méthodes.

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

ABSTRACT

The draft study end of a building a residential community (R+ 4) which is implanted in the wilaya of Ain témouchent.

The study consists of five main parts:

- ❖ The first part of our memory concerning the introduction and the description of the structure and the characteristics of materials used (steel, concrete).
- ❖ The second part deals with the descent of the pre-load and sizing of structural elements.
- ❖ The third part is the determination of the seismic force using the tree is the(equivalent static method ,modal spectral and transition).
- ❖ The fourth part is the calculation, which contains the determination of the reinforcement of the floor and stairs.
- ❖ Finally, in Part V: the usefulness of the software SAP2000 is a very powerful tool in modeling of structures, where the use of the latter in the determination of the reinforcement elements such as columns, beams and foundations with a comparison of the results.

Keywords: building, concrete, SAP2000, RPA 99/2003, BAEL91.

ملخص

مشروع نهاية الدراسة الذي بين أيدينا يتضمن دراسة عمارة سكنية ذات طابق ارضي و أربع طوابق علوية (R+4) تم

إنشاءها بولاية عين تموشنت.

يتكون هذا العمل من خمسة مراحل :

❖ المرحلة الأولى: تتضمن مقدمة و وصف عناصر البناية و كذلك خصائص مواد البناء (الخرسانة و الفولاذ).

❖ . المرحلة الثانية: حساب تسليح الروافد و العناصر الثانوية (المدرجات).

❖ المرحلة الثالثة : نقوم بمعالجة نزول الحمولات و كذلك أبعاد العناصر المكونة للمبنى

❖ المرحلة الرابعة: حساب القوى الزلزالية بطريقة spectrale, transitoire, statique

❖ المرحلة الخامسة: استعملنا برنامج SAP2000 لاستخراج القوى الداخلية من أجل حساب تسليح العناصر

المقاومة كالأعمدة، المساند و الأساسات والمقارنة بين الطرق الثلاث.

الكلمات المفتاحية:العمارة والخرسانة

SAP2000, RPA 99/2003, BAEL91

SOMMAIRE

	Page
CHAP : 1/ Introduction	01
1-1- Introduction	01
1-2- Présentation du projet	01
1-3- Présentation de l'ouvrage et situation	01
1-4- Structure des logements	01
1-5- Classement de l'ouvrage	01
1-6- Dimensions	01
1-7- Ossatures	02
1-7-1-planchers	02
1-7-2-caractéristique du sel d'assise	02
1-7-3-maçonneries	02
1-7-4-les escaliers	02
1-7-5- mortier de finition	02
CHAP : 2/ Caractéristique Des Matériaux	03
2-1-Béton	03
2-1-1-résistance du béton	03
2-2-Acier	04
CHAP : 3/ Pré dimensionnement Des Eléments structuraux	05
3-1-Introduction	05
3-1-1-sollicitations verticales	05
3-1-2-sollicitations horizontales	05

3-2-Pré dimensionnement	05
3-2-1-poteaux	05
3-2-2-poutres	08
3-2-3-plancher	09
3-2-4- poutrelles	09
3-3-Récapitulation du pré dimensionnement	10
3-4- conclusion	10
CHAP : 4/ Descente De Charge	11
4-1-Plancher terrasse	11
4-2-Plancher étage courant	11
4-3-dalle pleine	12
4-4-Maçonnerie	12
CHAP : 5/ Etude Des Escalier	14
5-1-Introduction	14
5-2-Pré dimensionnement	14
5-3-Descente de charge	16
5-4-Détermination des efforts internes	17
5-5-Les diagrammes	21
5-6-Détermination du ferrailage	22
5-7-Etude de la poutre palière	27
CHAP : 6/ Etude Du Plancher	33
6-1-Introduction	33
6-2-type des poutrelles	34
6-2-1-étage courant	34

6-2-2- terrasse	35
6-3-Les diagrammes	35
6-4- Récapitulation des moments et efforts tranchants max	37
6-5-détermination du ferrailage	38
6-6- Récapitulation des résultats de ferrailage	42
6-7- Calcule du balcon	42
6-7-1-Introduction	42
6-7-2-Evaluation des charges	42
6-7-3-Ferrailage du balcon	43
CHAP : 7/ Etude Dynamique	45
7-1-introduction	45
7-2-Méthode de calcul	45
7-2-1-méthode statique équivalente	45
7-2-2-méthode modale spectrale	45
7-2-3-méthode transitoire	45
7-3-Calcul de l'action sismique	45
7-3-1- Coefficient d'accélération de zone	46
7-3-2- Facteur d'amplification moyen	46
7-3-3- Coefficient de comportement global de la structure	47
7-3-4- Facteur de qualité	47
7-3-5- Poids total de la construction	49
7-4- Destribution vertical des efforts sismiques	50
CHAP : 8/ Ferrailage des éléments de contreventement	52
8-1-Introduction	52
8-2-Etude des poutres	52

8-2-1- Etude des poutres principales	52
8-2-2- Etude des poutres secondaires	59
8-3-Etude des poteaux	66
8-4-étude des voiles	69
8-4-1- Introduction	69
8-4-2- Ferrailage des murs voiles	69
8-4-3- Récapitulation des résultats	72
CHAP : 9/ Etude Des fondations	73
9-1- Introduction	73
9-2-type de fondation	73
9-3-Etude des semelles	74
9-3-1- Etude de la semelle intermédiaire	74
9-3-2- Etude de la semelle de rive	78
9-3-3- Etude de la semelle d'angle	78
9-4- Semelle filantes sous voile	79
9-4-1-introduction	79
9-4-2- Pré dimensionnement des semelles filantes	80
9-4-3- Ferrailage principale	81
9-4-4- Ferrailage de répartition	81
9-4-5- Calcul de la hauteur libre h'	81
9-4-6- Calcul l'espacement des cadres	81
9-5-Etude de la longrine	81
9-5-1-introduction	81
9-5-2-calcul de ferrailage	82
CHAP : 10/ Comparaison entre les trois méthode	83

10-1-Introduction	83
10-2-Calcul modale du bâtiment	83
10-3-Calcul des sollicitations des éléments résistant du bâtiment	84
10-4-conclusion	84

CONCLUSION GENERAL

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE

LISTES DES TABLEAUX

	Page
Tableau 3-1 : récapitulatif du pré dimensionnement	10
Tableau 5-1 : récapitulatif des combinaisons d'action	17
Tableau 5-2 : récapitulatif de M et T	20
Tableau 5-3 : Récapitulatif du ferrailage des escaliers	26
Tableau 5-4 : Récapitulatif du ferrailage de la poutre palière	32
Tableau 6-1 : récapitulatif de M max et T max	37
Tableau 6-2 : récapitulatif du ferrailage pour les poutrelles	42
Tableau 6-3 : récapitulatif du G et Q pour les dalle pleine	42
Tableau 7-1 : récapitulatif du poids de la structure	50
Tableau 7-2 : distribution vertical des efforts au sens longitudinal	51
Tableau 7-3 : distribution vertical des efforts au sens transversal	51
Tableau 8.1 : récapitulation des résultats de M, N et T de la poutre principale	52
Tableau 8-2 : récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale	59
Tableau 8.3 : récapitulation des résultats de M, N et T de la poutre secondaire	59

Tableau 8-4 : récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire	65
Tableau 8.5 : récapitulation des résultats de M, N et T du poteau	66
Tableau 8-6 : récapitulatif des résultats de ferrailage des poteaux	69
Tableau 8-7 :récapitulation des résultats de ferrailage des murs voiles	72
Tableau 9-1 : récapitulatif des efforts M et N des semelles	74
Tableau 9-2 : récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire	77
Tableau 9-3 : récapitulatif des résultats de la semelle de rive	78
Tableau 9-4 : récapitulatif des résultats de la semelle d'angle	78
Tableau 9-5 : récapitulatif des résultats des semelles	79
Tableau 9-6 : récapitulatif des efforts de la semelle sous voile	80
Tableau 10-1: comparaison de sollicitation pour les trois méthodes de calcul	84

1.1 INTRODUCTION:

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer pour chaque poutre, chaque poteau, chaque plancher de ce bâtiment, les dimensions de cet élément, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier ces deux éléments.

Les objectifs de cette étude sont avant tout d'assurer la sécurité des usagers de cet immeuble (R+4), en suite il devra entre autre durer dans le temps et résister aux éventuelles intempéries.

Au bout de notre étude nous devons maîtriser les charges permanentes du bâtiment, les charges d'exploitation à prendre en compte ainsi que leur combinaison, de même il doit être tenu en compte la nature et les caractéristiques du sol sur lequel la construction sera érigée.

1.2 PRESENTATION DU PROJET :

Ce projet consiste à étudier et calculer les éléments structuraux résistants d'un bâtiment (R+4) d'usage d'habitation utilisant les trois méthodes (statique équivalente, spectral modal et transitoire).

1.3 PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET SITUATION :

L'œuvre thème de notre est composée d'un type dont l'implantation est prévue à la commune de Ain larbaa wilaya de Ain temouchent.

Le bâtiment comprend

- Un rez-de-chaussée.
- quatre étages.
- Une terrasse inaccessible.

1.4 STRUCTURE DES LOGEMENTS:

Nous sommes chargée à étudier des logements de type F3 et un RDC d'usage commercial.

1.5 CLASSEMENT DE L'OUVRAGE:

Puisque notre ouvrage est implanté à Ain larbaa wilaya d'Ain temouchent, est classée dans une zone de sismicité moyenne selon le règlement parasismique algérienne, c'est-à-dire zone **Ila**

1.6 DIMENSIONS:

Notre construction est de la forme rectangulaire dont les dimensions en plan sont représentées dans les dimensions suivantes:

- Longueur totale = 29,55 m
- Largeur totale = 11,15 m
- Hauteur de RDC = 3.06m
- Hauteur d'étage = 3.06m
- Hauteur totale = 15,30 m

1.7 OSSATURES :

La superstructure est constituée d'une ossature auto stable qui est constituée uniquement de poutres et poteaux, capables de reprendre la totalité des efforts aux charges verticales et horizontales.

1.7.1 Planchers :

Les planchers sont à corps creux avec des poutrelles de 16cm d'épaisseur coulées sur place, et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur pour une épaisseur totale de 20 cm.

16cm ————— hauteur de l'hourdis.

4 cm ————— hauteur de la dalle de compression.

1.7.2 Caractéristique du sol d'assise:

Les fondations préconisées sont du type superficiel avec des semelles isolées.

D'après le rapport géotechnique, le sol est hétérogène, constitué au nord du sable fin à grossier et sud du tuf argileux, avec la contrainte admissible du sol et égale à 2,50 bars.

1.7.3 Maçonneries:

Murs extérieurs :

- Brique creuse de 15 cm pour les faces extérieurs.
- Brique creuse de 10 cm pour les faces intérieurs.
- Un vide d'air de 5 cm:

Murs intérieurs:

- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur et 15 cm d'épaisseur.

1.7.4 Les escaliers :

Notre projet comporte un seul type d'escalier (droit à deux volées) cage d'escalier et béton armé avec une paillasse porteuse.

1.7.5 Mortier de finition :

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

CHAPITRE 2 : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

2.1 BETON :

La composition du béton doit assurer :

- Une bonne résistance mécanique.
- Une résistance aux agressions chimiques.
- Une mise en œuvre satisfaisante

Pour un dosage courant de 350 Kg /m² la caractéristique en compression a 28 jours est estimée a 25 Mpa (fc 28=25 Mpa)

Le gros béton dosé a 400Kg/m³.

Le béton de propreté dosé a 150Kg/ m³.

Se sont des dosages acceptable car le dosage minimal donnée par la le B.A.E.L 91est de :

Dosage min $\frac{550}{\sqrt[5]{cg}}$ avec cg : gosseur granulats 5<cg>25mm.

La masse volumique de béton est de 2,5 t/ m³

2.1.1 résistance du béton :

- **Résistance a la compression :**

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par un essai aux éprouvettes cylindrique (Φ16cm, h= 32cm)

La résistance a la compression varie avec le temps suivant la relation suivante :

$$f_{Cj} = \frac{j \times f_{C28}}{4,76 + 0,83j} \quad \text{Pour} \quad f_{C28} \leq 40\text{Mpa}$$

$$f_{Cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \quad \text{Pour} \quad f_{C28} \geq 40\text{Mpa}$$

Avec :

F_{cj} : résistance de la compression par jour

J : nombre de jour

FC₂₈ : résistance de béton a 28 jours

- **Résistance a la traction :**

La résistance a la traction de béton est faible mais elle existe (environ 1/10 a la résistance de la compression), elle est défini par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,275 \times (f_{cj}) \quad \text{Si } f_{c28} > 60\text{Mpa}$$

Le coefficient de sécurité du béton est $\gamma_b = 1,5$

Avec :

f_{tj} : résistance à la traction du béton a j jour

2.2 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.

Généralement on utilise trois types d'acier

- RL de nuance Fe E24 Fe=235Mpa (pour les armatures transversal)
- HA de nuance FeE40 Fe=400Mpa (pour les armatures longitudinal)
- TS (Φ 50 ,150×150) pour les dalles de compression

CHAPITRE 3 : PRE DIMENSIONNEMENT

DES ELEMENTS STRUCTURAUX

3.1 INTRODUCTION :

Dans le but d'assurer la bonne tenue de l'ouvrage, tous les éléments de la structure (poteaux, poutres et planchers) sont pré dimensionner pour résister aux sollicitations suivantes :

3.1.1 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.

3.1.2 Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les élément de contreventement constitué par les portique.

Le pré dimensionnement, de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **B.A.E.L 91** et **R.P.A 99 V2003**.

3.2 PRE DIMENSIONNEMENT :

3.2.1 Les poteaux :

On suppose une charge moyenne de $1 \text{ (t/m}^2\text{)}$ par étage.

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

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

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

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

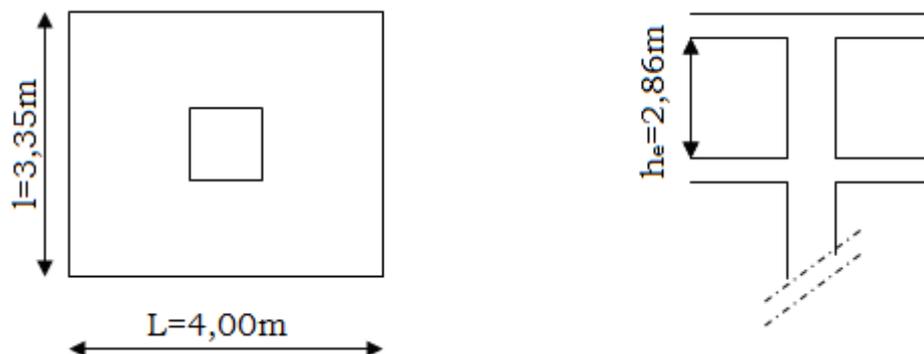


Figure 3.1 : section du poteau le plus sollicité

- L : longueur du plancher (L = 4,00m).

- l : largeur du plancher (l = 3,35m).

- N_u : étant la charge verticale a l' ELU.

$$\text{Avec : } N_u = P_u \times S \times n$$

n : nombre d'étage + RDC $\Rightarrow n = 5$

S : surface supporté par le poteaux le plus sollicité

$$\text{Avec : } S = L \times l$$

$$S = 4,00 \times 3,35$$

$$S = 13,40 \text{ m}^2$$

P_u : charge du plancher $\Rightarrow P_u = 1 \text{ t/m}^2$

$$\Rightarrow N_u = 1 \times 13,40 \times 5 = 67,00 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow N_u = 0,6700 \text{ MN/ m}^2$$

- Section réduite

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas générale)}$$

D'après le **B.A.E.L** 91 il est préférable de prendre $\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1,2$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (cas générale)}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge > 24h)}$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 0,6700}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \Rightarrow B_r \geq 0,043 \text{ m}^2$$

On a :

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

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0,043} + 0,02$$

$$\Rightarrow a \geq 0,23m$$

Donc on prend :

$$a = b = 30cm \quad \text{dont un poteau de } (30 \times 30)cm^2$$

▪ **Vérification d'après le R.P.A 99 V2003 :**

$$\min(a, b) \geq 25 \quad \Rightarrow a = 30 > 25 \quad \text{C.V}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \Rightarrow a = 30 > \left(\frac{286}{20} = 14,30\right) \quad \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad \Rightarrow \frac{1}{4} < \left(\frac{30}{30} = 1\right) < 4 \quad \text{C.V}$$

▪ **Vérification du poteau au flambement :**

• Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12}$$
$$= \frac{30 \times 30^3}{12}$$

$$\Rightarrow I_x = I_y = 67500cm^4$$

• Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec: $A = a \times b$ (section du poteau)

$$A = 30 \times 30 = 900$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = \sqrt{\frac{67500}{900}}$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = 8,66cm$$

• Calcul de l'élanement

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec: $l_f = 0,7 \times l_0$ (cas générale)

$$l_0 = 3,06m$$

$$l_f = 2,142m$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{214,2}{8,66}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 24,73$$

Donc on a :

$$\lambda_x = \lambda_y = 24,73 < 50 \quad \Rightarrow \text{le flambement est vérifié}$$

3.2.2 Les poutres :

Définition :

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 les quels ces poutres reposent.

- Les poutres secondaires

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

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

Avec :

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

- h : hauteur de la poutre.

- Poutre principale :

On a :

$$L = 4,30 m$$

$$\Rightarrow \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10}$$

$$\Rightarrow 29,66 \leq h \leq 43$$

Pour une meilleure sécurité, on prend : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

La dimension de la poutre doit satisfaire à la condition du **R.P.A 99 V2003**.

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

$$h \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

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

Donc notre poutre est de **(30×40) cm²**

- Poutre secondaire

On a :

$$L = 3,65 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10}$$

$$\Rightarrow 24,33 \leq h \leq 36,5$$

Pour une meilleure sécurité, on prend : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

La dimension de la poutre doit satisfaire à la condition du **R.P.A 99 V2003**.

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

$$h \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \Rightarrow \frac{35}{30} < 4 \quad \text{C.V}$$

Donc notre poutre est de **(30×35) cm²**

3.2.3 Plancher :

On adopte les plancher a corps creux, dont l'épaisseur est estimé selon les conditions admissible cité par le **B.A.E.L 91** :

$$h_p \geq \frac{l}{22,5}$$

Avec :

l : distance entre nue des chaînages et on choisie la plus grande portée. ($l = 3,35 \text{ m}$).

Donc :

$$h_p \geq \frac{335}{22,5} \Rightarrow h_p \geq 14,88 \text{ cm}$$

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

C'est - à - dire * 16 cm (pour le corps creux).

* 4 cm (pour la dalle de compression).

3.2.4 Poutrelle :

La hauteur de la poutrelle est la même que celle du plancher

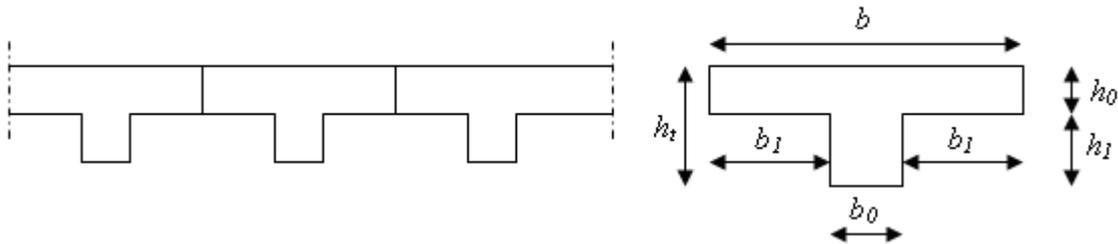


Figure 3.2 : la coupe de la poutrelle

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

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h_1 = 16 \text{ cm}$$

$$b = 72 \text{ cm}$$

On a :

$$b = b_0 + 2 \times b_1$$

$$\Rightarrow b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{72 - 12}{2} = 30,00 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_1 = 30,00 \text{ cm}$$

D'après le **R.P.A 99 V2003** le b_1 min doit satisfaire les conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{b - b_0}{2} \quad \Rightarrow b_1 \leq 30,00 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$b_1 \leq \frac{l}{10} \quad \Rightarrow b_1 \leq 43 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$b_1 \leq (6 \times h_0, 8 \times h_0) \quad \Rightarrow b_1 \leq (30, 40) \quad \text{C.V}$$

D'où les conditions sont vérifiées.

3.3 RECAPITULATION DU PRE DIMENSIONNEMENT :

	Poteaux (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
RDC	30×30	30×40	30×35
Etage (1, 2, 3, 4)	30×30	30×40	30×35

Tableau 3-1 : récapitulation du pré dimensionnement

3.4 CONCLUSION :

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

CHAPITRE 4 : DESCENTE DES CHARGES

4.1 PLANCHER TERRASSE (INNAC) :

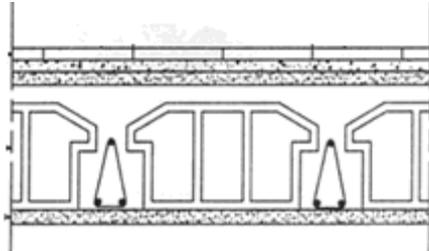


Figure 4.1 : schéma d'un plancher terrasse

4.1.1 Charge permanentes (G) :

1- Gravillon de protection	\Rightarrow	0,75 KN/m ²
2- Etanchéité multicouche (e = 2cm)	$\Rightarrow 5 \times 0,02 =$	0,10 KN/m ²
3- Béton de la forme de pont (e=10cm)	$\Rightarrow 22 \times 0,10 =$	2.20 KN/m ²
4- Isolation thermique en polystyrène (e = 2cm)	$\Rightarrow 6 \times 0,02 =$	0,12 KN/m
5- Corps creux (16+4) cm	$\Rightarrow 14 \times 0,2 =$	2,80 KN/m ²
6- Enduit de plâtre (e = 2cm)	$\Rightarrow 10 \times 0,02 =$	0,20 KN/m ²

$$\mathbf{G = 6,17 \text{ KN/m}^2.}$$

4.1.2 Surcharge d'exploitation (Q) :

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

4.2 PLANCHER ETAGE COURANT :

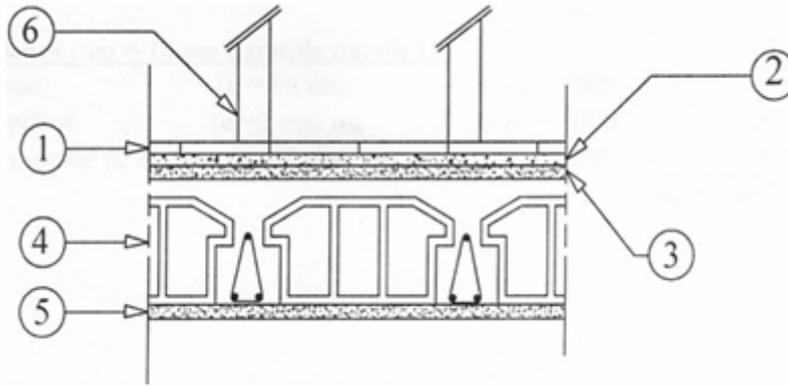


Figure 4.2 : schéma d'un plancher étage courant

4.2.1 Charge permanentes (G) :

1- Revêtement en Carrelage (e = 2cm)	⇒	$2 \times 0,2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
2- Mortier de pose (e = 2cm)	⇒	$2 \times 0,2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
3- sable fin (e = 2cm)	⇒	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
4- plancher corps creux (16+4)	⇒	$14 \times 0,02 = 2,80 \text{ KN/m}^2$
5- enduit en plâtre (e = 2cm)	⇒	$10 \times 0,02 = 0,20 \text{ KN/m}^2$
6- cloisons légères (e = 10cm)	⇒	$10 \times 0,1 = 1 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,16 \text{ KN/m}^2.$$

4.2.2 Surcharge d'exploitation (Q) :

$$\Rightarrow Q = 1,50 \text{ KN/m}^2.$$

4.3 DALLE PLEINE (CONTRE POIDS):

4.3.1 Charge permanentes (G) :

1- Revêtement en Carrelage (e = 2cm)	⇒	$2 \times 0,2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
2- Mortier de pose (e = 2cm)	⇒	$2 \times 0,2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
3- sable fin (e = 2cm)	⇒	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
4- dalle pleine (15 cm)	⇒	$25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
5- enduit en ciment (e = 2cm)	⇒	$2 \times 0,1 = 0,20 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,11 \text{ KN/m}^2.$$

4.3.2 Surcharge d'exploitation (Q) :

▣ contre poids	⇒	$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$.
▣ Porte à faux	⇒	$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$.

4.4 MACONNERIE :

4.4.1 Murs extérieurs (doubles parois) :

Enduit en mortier de ciment (e = 2cm)	⇒	$2 \times 0,20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
Brique creuse (e = 15cm)	⇒	$1,30 \text{ KN/m}^2$
Brique creuse (e = 10cm)	⇒	$0,90 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (e = 2cm)	⇒	$2 \times 0,10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$

$G = 2,80 \text{ KN/m}^2$.

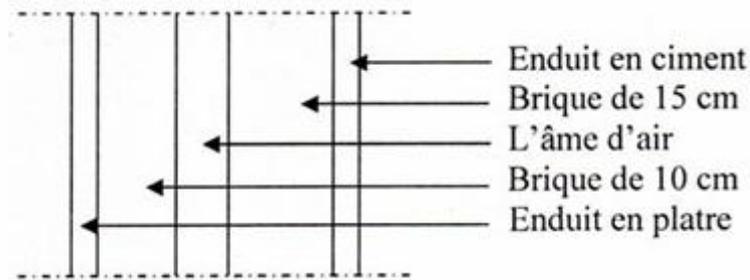


Figure 4.3 : schéma d'un mur double parois

4.4.2 Murs intérieurs (simples parois) :

Enduit en plâtre (e = 2cm)	⇒	$2 \times 0,10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$
Brique creuse (e = 10cm)	⇒	$0,90 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (e = 2cm)	⇒	$2 \times 0,10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$

$G = 1,30 \text{ KN/m}^2$

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ESCALIERS

5.1 INTRODUCTION :

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction.

L'escalier est calculé à la flexion simple

Pour notre projet on a

- La hauteur de la cage d'escalier : $H = 3,06$ m
- Le jour : 50 cm
- Le palier de repos : $(3,30 \times 1,45)$ m².
- L'embranchement : 1,40 m (d'après le plan architecturale).
- Les escaliers sont à deux volées identiques.

5.2 PRE DIMENSIONNEMENT :

- **Calcul de la largeur et de la hauteur des escaliers :**

D'après la formule de « **BLONDEL** » :

$$59cm \leq 2h + g \leq 66cm$$

Avec :

h : c'est la hauteur de la contre marche.

g : giron : la largeur de la marche.

Dans notre cas et d'après le plan d'architecturale on prend : **$g=30$ cm.**

$$59cm \leq 2h + 30 \leq 66cm \quad \Rightarrow \quad 29cm \leq 2h \leq 36cm$$

$$\Rightarrow \quad 14,5cm \leq h \leq 18cm$$

$$\Rightarrow \quad h = 17cm$$

- **Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H}{h}$$

Avec : n : nombre de contre marche

H : hauteur d'étage : 306 cm

h : hauteur de contre marche = 17 cm

$$n = \frac{306}{17} \quad \Rightarrow \quad n = 18 \quad (\text{pour les deux volées}).$$

- **Longueur de la ligne de foulée :**

$$L = \left(\frac{n}{2} - 1\right) \times g \quad \Rightarrow \quad L = \left(\frac{18}{2} - 1\right) \times 0,30$$

$$\Rightarrow L = 2,40m$$

- **Epaisseur du palier :**

$$L = 2,40 \text{ m} = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15} \quad \Rightarrow \quad \frac{240}{20} \leq e \leq \frac{240}{15}$$

$$\Rightarrow 12 \leq e \leq 16$$

$$\Rightarrow \mathbf{e = 12cm.}$$

- **Epaisseur de la paille :**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{e = 12cm.}$$

- **Calcul de l'inclinaison de la paille :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{17}{30} \quad \Rightarrow \quad \alpha = \operatorname{arctg}(0,57)$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{\alpha = 29,53^\circ}$$

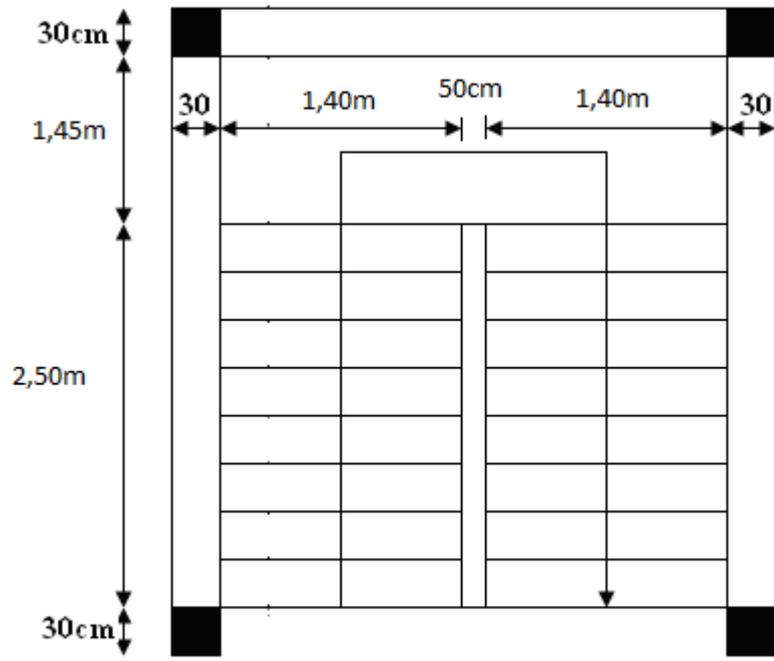


Figure 5.1 : vue en plan de l'escalier

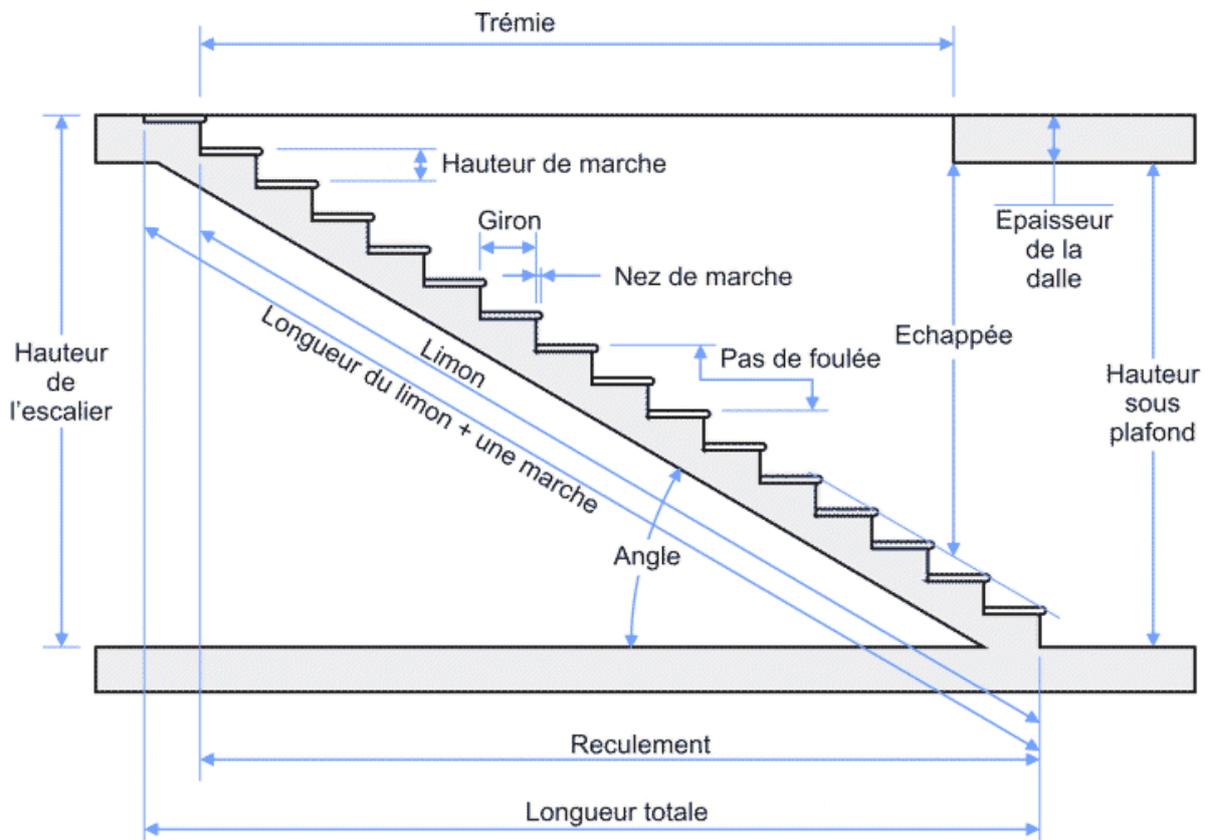


Figure 5.2 : coupe d'escalier

5.3 DESCENTE DE CHARGE :

5.3.1 Paillasse :

- Charge permanente (G)

Poids propre (e = 12cm) $\Rightarrow (0,12 \times 25 \times 1,40) / 0,87 = 4,82 \text{ KN/m}$

Poids propre de la contre marche (e = 17cm) $\Rightarrow (0,17 \times 0,3 / 2) \times 25 \times 1,40 = 0,89 \text{ KN/m}$

Carrelage horizontal (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,20 \times 1,40 = 0,56 \text{ KN/m}$

Carrelage vertical (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,20 \times 1,40 = 0,56 \text{ KN/m}$

Mortier de pose horizontal (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,20 \times 1,40 = 0,56 \text{ KN/m}$

Mortier de pose vertical (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,20 \times 1,40 = 0,56 \text{ KN/m}$

Sable fin de pose (e = 2cm) $\Rightarrow 0,02 \times 18 \times 1,40 = 0,50 \text{ KN/m}$

Enduit de ciment (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,2 \times 1,40 / 0,87 = 0,64 \text{KN/m}$

G = 8,09 KN/m.

- Charge d'exploitation (Q)

Q = 2,50KN/m

5.3.2 Palier de repos :

- Charge permanente (G)

Poids propre (e = 12cm) $\Rightarrow 0,12 \times 25 \times 1,40 = 4,20 \text{KN/m}$

Carrelage (e = 12cm) $\Rightarrow 2 \times 0,20 \times 1,40 = 0,56 \text{KN/m}$

Mortier de pose (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,20 \times 1,40 = 0,56 \text{KN/m}$

Sable fin de pose (e = 2cm) $\Rightarrow 0,02 \times 18 \times 1,40 = 0,50 \text{KN/m}$

Enduit de ciment (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,20 \times 1,40 = 0,56 \text{KN/m}$

G = 6,38 KN/m.

- Charge d'exploitation (Q)

Q = 2,50KN/m

5.3.3 Combinaison d'action :

	ELU	ELS
Combinaison	1,35G + 1,5Q	G + Q
Paillasse (KN/ml)	14,67	10,59
Palier (KN/ml)	12,36	8,88

Tableau5.1 : Récapitulation des combinaisons d'action

5.4 DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES

5.4.1 Calcul à l'ELU

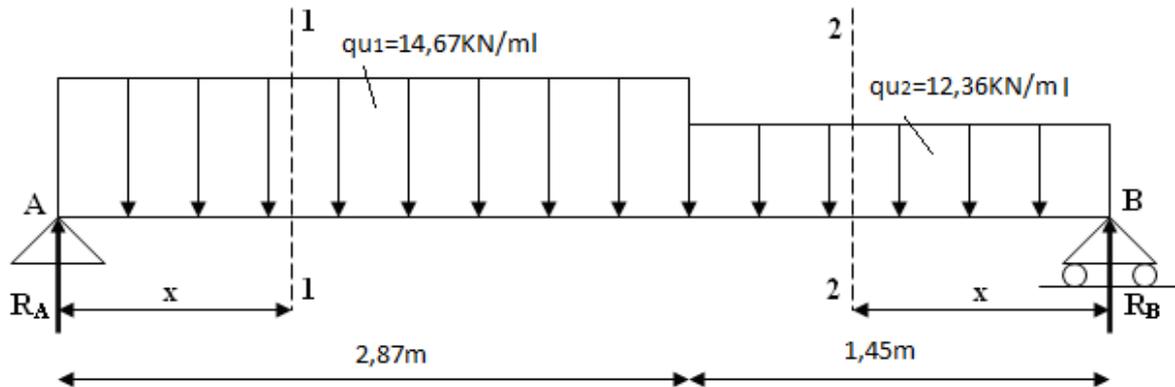


Figure 5.3 : schéma statique d'escalier à l'ELU

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum M_F / A = 0 \Rightarrow (-R_B \times 4,32) + (q_{u2} \times 1,45) \times 3,59 + (q_{u1} \times 2,87) \times 1,43 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 28,83 \text{ KN}$$

$$\sum M_F / B = 0 \Rightarrow (R_A \times 4,32) - (q_{u1} \times 2,87) \times 2,885 - (q_{u2} \times 1,45) \times 0,72 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 31,10 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F_V = R_A + R_B - (q_{u1} \times 2,87 + q_{u2} \times 1,45) = 0 \quad \text{C.V}$$

- **Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

- Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,87m$

$$M_{(x)} = R_A \times x - q_{u1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x)} = 31,10 \times x - 14,67 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_{(0)} = 0KN.m \\ M_{(2,87)} = 28,83KN.m \end{cases}$$

$$M'_{(x)} = 31,10 - 14,67 \times x = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,11m$$

$$M_{\max} = M_{(2,09)} \Rightarrow M_{\max} = 32,66KN.m$$

$$T_{(x)} = R_A - q_{u1} \times x$$

$$T_{(x)} = 31,10 - 14,67 \times x$$

$$\begin{cases} T_{(0)} = 31,10KN \\ T_{(2,87)} = -11,00KN \end{cases}$$

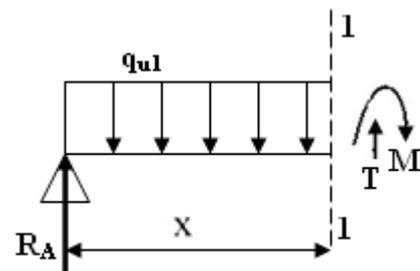


Figure 5.4 : section 1-1 à l'ELU

- Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,45m$

$$M_{(x)} = R_B \times x - q_{u2} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x)} = 28,83 \times x - 12,36 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_{(0)} = 0KN.m \\ M_{(1,45)} = 28,81KN.m \end{cases}$$

$$M'_{(x)} = 28,83 - 12,36 \times x = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,33m$$

$$T_{(x)} = -R_B + q_{u2} \times x$$

$$T_{(x)} = -28,83 + 12,36 \times x$$

$$\begin{cases} T_{(0)} = -28,83KN \\ T_{(1,45)} = -10,90KN \end{cases}$$

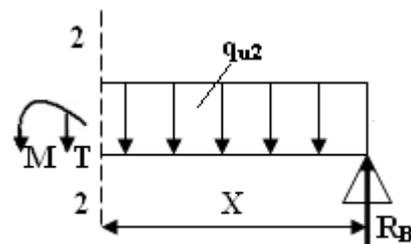


Figure 5.5 : section 2-2 à l'ELU

5.4.2 Calcul a l'ELS :

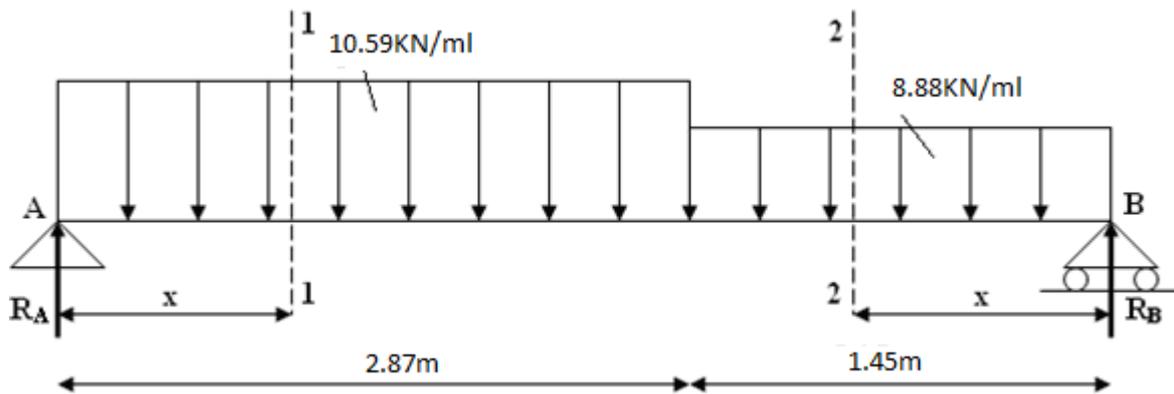


Figure 5.6 : schéma statique d'escalier à l'ELS

▪ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum M_F / A = 0 \Rightarrow (-R_B \times 4,32) + (q_{s2} \times 1,45) \times 3,59 + (q_{s1} \times 2,87) \times 1,43 = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 20,76 \text{ KN}$$

$$\sum M_F / B = 0 \Rightarrow (R_A \times 4,32) - (q_{s1} \times 2,87) \times 2,89 - (q_{s2} \times 1,45) \times 0,72 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 22,47 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\sum F_V = R_A + R_B - (q_{s1} \times 2,87 + q_{s2} \times 1,45) = 0 \quad \text{C.V}$$

▪ **Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

- Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,87\text{m}$

$$M_{(x)} = R_A \times x - q_{s1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x)} = 22,47 \times x - 10,59 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_{(0)} = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{(2,87)} = 20,87 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

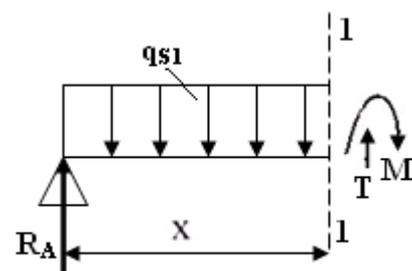


Figure 5.7 : section 1-1 à l'ELS

$$M'_{(x)} = 22,29 - 10,59 \times x = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,10 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M_{2,08} \Rightarrow M_{\max} = 23,83 \text{ KN.m}$$

$$T_{(x)} = R_A - qs_1 \times x$$

$$T_{(x)} = 22,47 - 10,59 \times x$$

$$\begin{cases} T_{(0)} = 22,47 \text{ KN} \\ T_{(2,87)} = -7,92 \text{ KN} \end{cases}$$

- Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,45\text{m}$

$$M_{(x)} = R_B \times x - qs_2 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_{(x)} = 20,76 \times x - 8,88 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_{(0)} = 0 \text{ KN.m} \\ M_{(1,45)} = 20,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'_{(x)} = 20,76 - 8,88 \times x = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,33\text{m}$$

$$T_{(x)} = -R_B + qs_2 \times x$$

$$T_{(x)} = -20,76 + 8,88 \times x$$

$$\begin{cases} T_{(0)} = -20,76 \text{ KN} \\ T_{(1,45)} = -7,88 \text{ KN} \end{cases}$$

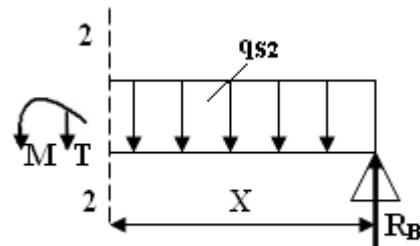


Figure 5.8 : section 2-2 à l'ELS

5.4.3 Récapitulation des moments et efforts tranchants :

	ELU	ELS
M max (KN.m)	32,66	23,83
T max (KN)	31,10	22,47

Tableau 5.2 : récapitulation de M et T

5.5 LES DIAGRAMMES :

- ❖ ELU :

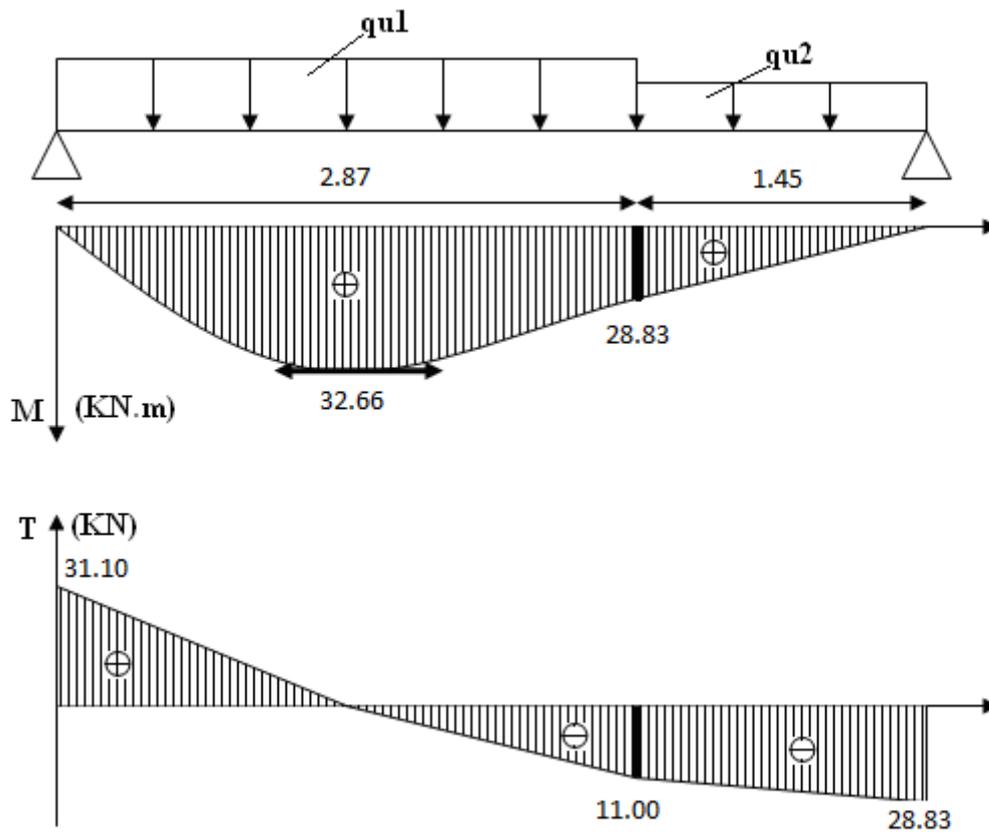


Figure 5.9 : diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

❖ ELS :

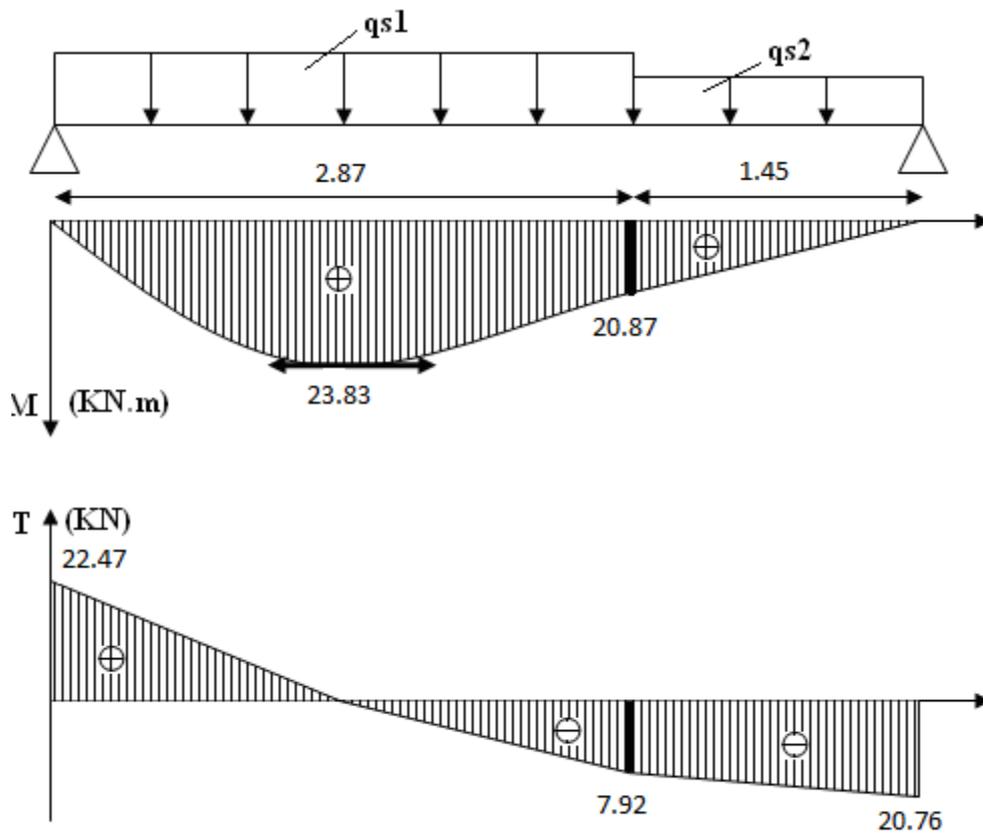
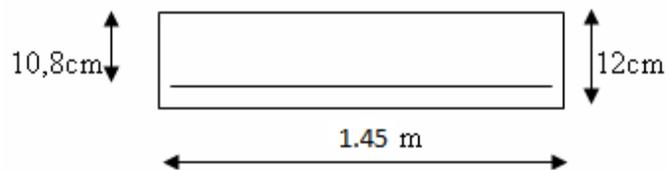


Figure 5.10 : diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

5.6 DETERMINATION DU FERRALLAGE :

5.6.1 Calcul à l'ELU :



$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 12$$

$$d = 10,8 \text{ cm}$$

$$b = 1,45 \text{ m}$$

Les contraintes : $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$ et $\sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

- En travée

$$M_{Ut} = 0,85 \times M_{\max} \quad \Rightarrow M_{Ut} = 0,85 \times 32,66$$

$$\quad \Rightarrow M_{Ut} = 27,76 \text{ KN}$$

1. Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{27,76 \times 10^{-3}}{1,45 \times (0,108)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,115$$

$$\mu_u = 0,115 < 0,186 \quad \Rightarrow \text{Pivot A : donc les armatures de compression}$$

ne sont pas nécessaire.

$$\mu_u = 0,115 < \mu_r = 0,392 \quad \Rightarrow \text{Section a simple armature.}$$

2. Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,153 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,101 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{27,76 \times 10^{-3}}{0,101 \times 347,83} \quad \Rightarrow A_{st \text{ travée}} = 7,90 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale :

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times 1,45 \times 0,108 \times \frac{2,1}{400} = 1,89 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifier $A_{st \text{ travée}} \geq 1,89 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ travée}} = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2.$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

$$A_r = 7T6 = 1,98 \text{ cm}^2$$

- En appuis

$$M_{ua} = 0,50 \times M_{\max}$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 0,50 \times 32,66$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 16,33 \text{ KN}$$

1. Moment ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\Rightarrow \mu_u = \frac{16,33 \times 10^{-3}}{1,45 \times (0,108)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,068$$

$$\mu_u = 0,068 < 0,186$$

\Rightarrow Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\mu_u = 0,068 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow Section a simple armature.

2. Section d'armature :

$$A_{st} = \frac{M_{Ua}}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,088 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,104 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{16,33 \times 10^{-3}}{0,104 \times 347,83}$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ appui}} = 4,50 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 1,45 \times 0,108 \times \frac{2,1}{400} = 1,89 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifier $A_{st \text{ appui}} \geq 1,89 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ appui}} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

▪ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

$$A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

5.6.2 Calcul à l'ELS :

Ce type d'escalier se trouve dans local couvert, il est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Le type d'acier utilisé est : Fe E40.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

• En travée :

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{M_U}{M_S} && \Rightarrow \gamma = \frac{32,66}{23,83} \\ &&& \Rightarrow \gamma = 1,37 \\ \alpha_{travée} &\leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} && \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,43 < 0,443 \quad \text{C.V} \end{aligned}$$

Puisque l'équation indiquée si dessus est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en travée.

• En appuis :

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{M_U}{M_S} && \Rightarrow \gamma = \frac{32,66}{23,83} \\ &&& \Rightarrow \gamma = 1,37 \\ \alpha_{appui} &\leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} && \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,43 < 0,443 \quad \text{C.V} \end{aligned}$$

Puisque l'équation indiquée si dessus est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en appuis.

5.6.3 Vérification au cisaillement :

$$T_{\max} = 31,10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{31,10 \times 10^{-3}}{1,45 \times 0,108}$$
$$\Rightarrow \tau_u = 0,198 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) \quad \text{Fissuration peut nuisible } (\gamma_b = 1,5 \text{ cas générale})$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,198 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

5.6.4 Vérification de la flèche :

h : hauteur de la cage d'escalier = 3,06 m

l : distance entre appuis = 3,30 m

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{3,06}{3,30} > \frac{1}{16}$$
$$\Rightarrow 0,92 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad \Rightarrow \frac{3,06}{3,30} > \frac{1}{18} \times \frac{23,83}{32,66}$$
$$\Rightarrow 0,92 > 0,040 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{\text{st appui}}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \Rightarrow \frac{4,52 \times 10^{-4}}{1,45 \times 0,108} \leq \frac{4,20}{400}$$
$$\Rightarrow 0,0028 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

- Espacement entre les barres

$$e = \frac{145}{\text{nombre.de.barre} - 1} = \frac{145}{7 - 1} = 24 \text{ cm}$$

- On calcul la longueur de barres pour les appuis comme une longueur d'un chapeau

$$L_1 = 0,25 \times l$$

$$\text{avec : } l = 4,55\text{m}$$

$$\Rightarrow L_1 = 1,13\text{m}$$

5.6.7 Récapitulation du ferrailage des escaliers :

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)	Armature de répartition calculé (cm ²)	Armature de répartition choisie (cm ²)
En travées	7,90	7T12 = 7,92	1,98	7T16 = 1,98
En appuis	4,50	4T12 = 4,52	1,13	4T6 = 1,13

Tableau5.3 : Récapitulation du ferrailage des escaliers

5.7 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

5.7.1 Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{avec : - } L : \text{ distance entre axe de poteaux (} L = 3,30 \text{ m).}$$

- h : hauteur de la poutre.

$$\Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$\Rightarrow 22\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm}$$

on prend : $h = 25\text{cm}$

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

$$d = 0,9 \times h \Rightarrow d = 0,9 \times 25 \Rightarrow d = 22,5\text{cm}$$

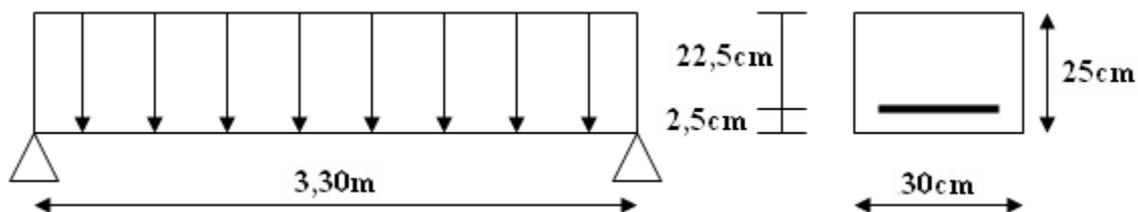


Figure 5.11 : schéma de la poutre palière

5.7.2 Descente de charges :

- Charge permanente (G)

Poids propre de la poutre $\Rightarrow 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$

Mur double parois sur le palier $\Rightarrow 2,80 \times [(3,06/2) - 0,21] = 3,696 \text{ kg/ml}$

$$\mathbf{G = 5,571 \text{ KN/ml.}}$$

- Charge d'exploitation (Q)

$$\mathbf{Q = 0 \text{ kg/ml}}$$

- Réaction d'escalier

On a :
$$T_{\text{max}} = \frac{R_A}{L/2}$$

5.7.3 Combinaison d'action :

- ELU

$$q_u = 1,35 \times G + T_{u \max} \quad \text{avec : } T_{u \max} = \frac{31,10}{\frac{3,30}{2}} = 18,84 \text{KN}$$

$$q_u = 1,35 \times 5,571 + 18,84 \Rightarrow q_u = 26,36 \text{KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = G + T_{u \max} \quad \text{avec : } T_{u \max} = \frac{22,47}{\frac{3,30}{2}} = 13,61 \text{KN}$$

$$q_s = 5,571 + 13,61 \Rightarrow q_s = 19,19 \text{KN/ml}$$

5.7.4 Détermination du ferrailage :

- **Calcul a l'ELU :**

Les contraintes : $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$ et $\sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$

- En travée

$$M_{\max} = q_u \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow M_{u \max} = 26,36 \times \frac{(3,30)^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{u \max} = 35,88 \text{KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,85 \times M_{u \max} \Rightarrow M_{ut} = 0,85 \times 35,88$$

$$\Rightarrow M_{ut} = 30,50 \text{KN.m}$$

1. Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{30,50 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,225)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,141$$

$$\mu_u = 0,141 < 0,186$$

\Rightarrow Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\mu_u = 0,141 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow Section a simple armature.

2. Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{Ua}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,19 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,207 \text{m} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{30,50 \times 10^{-3}}{0,207 \times 347,83} \Rightarrow A_{st \text{ appui}} = 4,23 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale :

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,225 \times \frac{2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifier $A_{st \text{ appui}} \geq 0,82 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ travée}} = 4\text{T12} = 4,52 \text{ cm}^2.$$

• En appuis

$$M_{\max} = q_u \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow M_{u \max} = 26,36 \times \frac{(3,30)^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{u \max} = 35,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0,50 \times M_{u \max} \Rightarrow M_{ut} = 0,50 \times 35,88$$

$$\Rightarrow M_{ut} = 17,94 \text{ KN.m}$$

1. *Moment ultime réduit :*

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{17,94 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,225)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,083$$

$$\mu_u = 0,083 < 0,186$$

\Rightarrow Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\mu_u = 0,083 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow Section a simple armature.

2. *Section d'armature :*

$$A_{st} = \frac{M_{Ua}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,108 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,215 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{17,94 \times 10^{-3}}{0,215 \times 347,83} \Rightarrow A_{st \text{ appui}} = 2,39 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale :

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{Mpa}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,225 \times \frac{2,1}{400} = 0,82 \text{cm}^2$$

(Condition vérifier $A_{st \text{ appui}} \geq 0,82 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ travée}} = 6\text{T}8 = 3,02 \text{cm}^2.$$

▪ **Calcul à l'ELS :**

Les poutres palières se trouvent dans local couvert donc il est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• En travée

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} \quad \Rightarrow M_u = 26,36 \times \frac{(3,30)^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_u = 35,88 \text{KN.m}$$

$$M_s = q_s \times \frac{l^2}{8} \quad \Rightarrow M_s = 19,19 \times \frac{(3,30)^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_s = 26,12 \text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \Rightarrow \gamma = \frac{35,88}{26,12}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1,373$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,373 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\Rightarrow \alpha_{travée} = 0,436 < 0,439$$

C.V

Puisque l'équation indiquée si dessus est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en travée.

- En appuis

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} \quad \Rightarrow M_u = 26,36 \times \frac{(3,30)^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_u = 35,88 \text{KN.m}$$

$$M_s = q_s \times \frac{l^2}{8} \quad \Rightarrow M_s = 19,19 \times \frac{(3,30)^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_s = 26,12 \text{KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \Rightarrow \gamma = \frac{35,88}{26,12}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1,373$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,373 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,436 < 0,439$$

C.V

Puisque l'équation indiquée si dessus est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en appui.

Le **R.P.A 99 V2003** exige que :

$A_{st \min} = 0,5\% \times (b \times h)$ dans toute la section.

On a :

$$A_{st \min} = 0,5 \frac{0,30 \times 0,25}{100} = 3,75 \text{cm}^2$$

Doù :

$$A_{st \text{ travée}} + A_{r \text{ travée}} = 4,52 + \frac{4,52}{4} = 5,65 \text{cm}^2 > A_{st \min} = 3,75 \text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_{st \text{ appui}} + A_{r \text{ appuis}} = 3,02 + \frac{3,02}{4} = 3,78 \text{cm}^2 > A_{st \min} = 3,75 \text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

5.7.5 Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10}\right) \quad \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{25}{35}, 1,2, \frac{30}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(0,71, 1,2, 3)$$

$$\Rightarrow \phi_t = 6 \text{mm}$$

5.7.6 Calcul d'espacement des cadres :

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi, \min, 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{25}{4}, 12 \times 1,2, 30\right)$$
$$\Rightarrow S_t = 5cm$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h$.

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{25}{2}$$
$$\Rightarrow S_t = 10cm$$

5.7.7 Vérification au cisaillement :

$$T_{\max} = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow T_{\max} = \frac{26,36 \times 3,30}{2}$$
$$\Rightarrow T_{\max} = 43,49KN$$
$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{43,49 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,225}$$
$$\Rightarrow \tau_u = 0,644Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa\right) \quad \text{Fissuration peu nuisible } (\gamma_b = 1,5 \text{ cas générale}).$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5Mpa$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,644Mpa < \bar{\tau}_u = 2,5Mpa \quad \text{C.V}$$

5.7.8 Vérification de la flèche :

h : hauteur de la poutre palière = 25 cm

l : la longueur de la poutre palière = 3,30 m

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,25}{3,30} > \frac{1}{16}$$

$$\Rightarrow 0,076 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,25}{3,30} > \frac{1}{18} \times \frac{26,12}{55,88}$$

$$\Rightarrow 0,076 > 0,040 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st \text{ appui}}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{4,52 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,225} \leq \frac{4,20}{400}$$

$$\Rightarrow 0,0066 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

5.7.9 Récapitulation du ferrailage de la poutre palière :

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)	Armature transversale	Espacement (cm)
En travées	4,23	4T12 = 4,52	Φ6 mm	05cm = zone nodale
En appuis	2,39	6T8 = 3,02		10cm = zone courante

Tableau 5.4 : Récapitulation du ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE 6 : ETUDE DU PLANCHER ET DALLE PLEINE

6.1 INTRODUCTION :

Le plancher de notre bâtiment est un plancher à corps creux de 16cm d'épaisseur avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur, on peut considérer le corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

On remarque qu'on à plusieurs type de poutrelles d'après le plan architecturale

6.2 TYPE DES POUTRELLE :

6.2.1 Etage courant :

- Poutrelle type -1- :

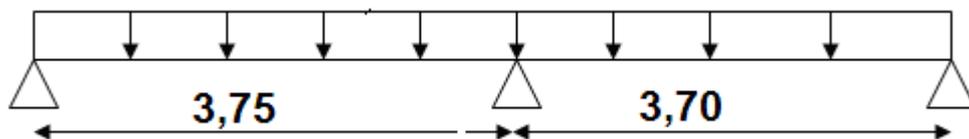


Figure 6.2 : schéma statique de la poutrelle type 1 d'étage courant

- Poutrelle type -2- :

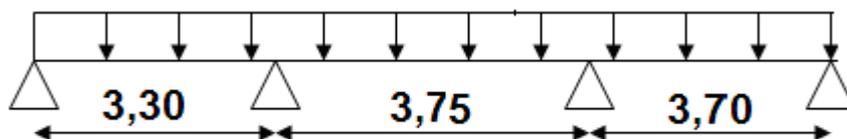


Figure 6.3 : schéma statique de la poutrelle type 2 d'étage courant

- Poutrelle type -3-

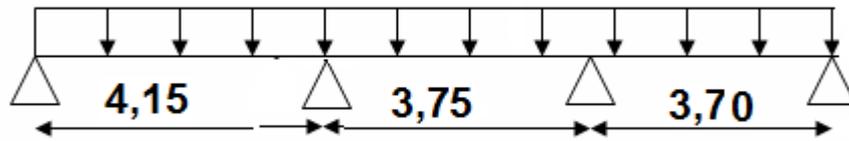


Figure 6.4 : schéma statique de la poutrelle type 3 d'étage courant

- Poutrelle type -4-

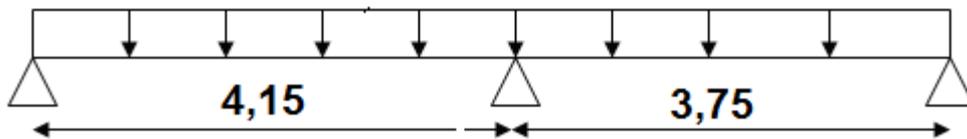


Figure 6.5 : schéma statique de la poutrelle type 4 d'étage courant

6.2.2 TERRASSE :

- Poutrelle type -1- :

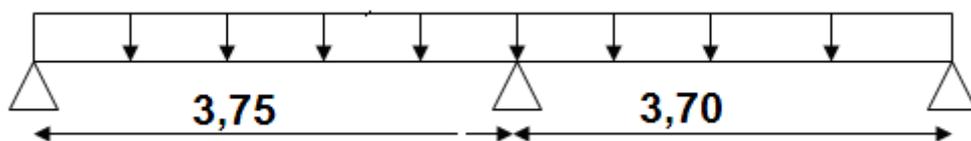


Figure 6.6 : schéma statique de la poutrelle type 1 de terrasse

- **Poutrelle type -2- :**

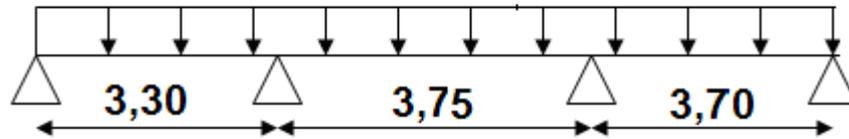


Figure 6.7 : schéma statique de la poutrelle type2 de terrasse

- **Poutrelle type -3- :**

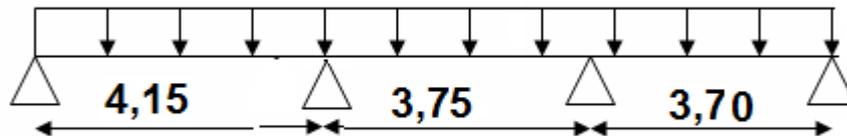


Figure 6.8 : schéma statique de la poutrelle type3 de terrasse

6.3 LES DIAGRAMMES :

Pour calculer le ferrailage du poutrelle, on représente les diagrammes des moment fléchissent et de l'effort tranchant à ELU et ELS pour la poutrelle la plus défavorable.

6.3.1 Plancher terrasse (poutrelle type 1) :

❖ ELU :

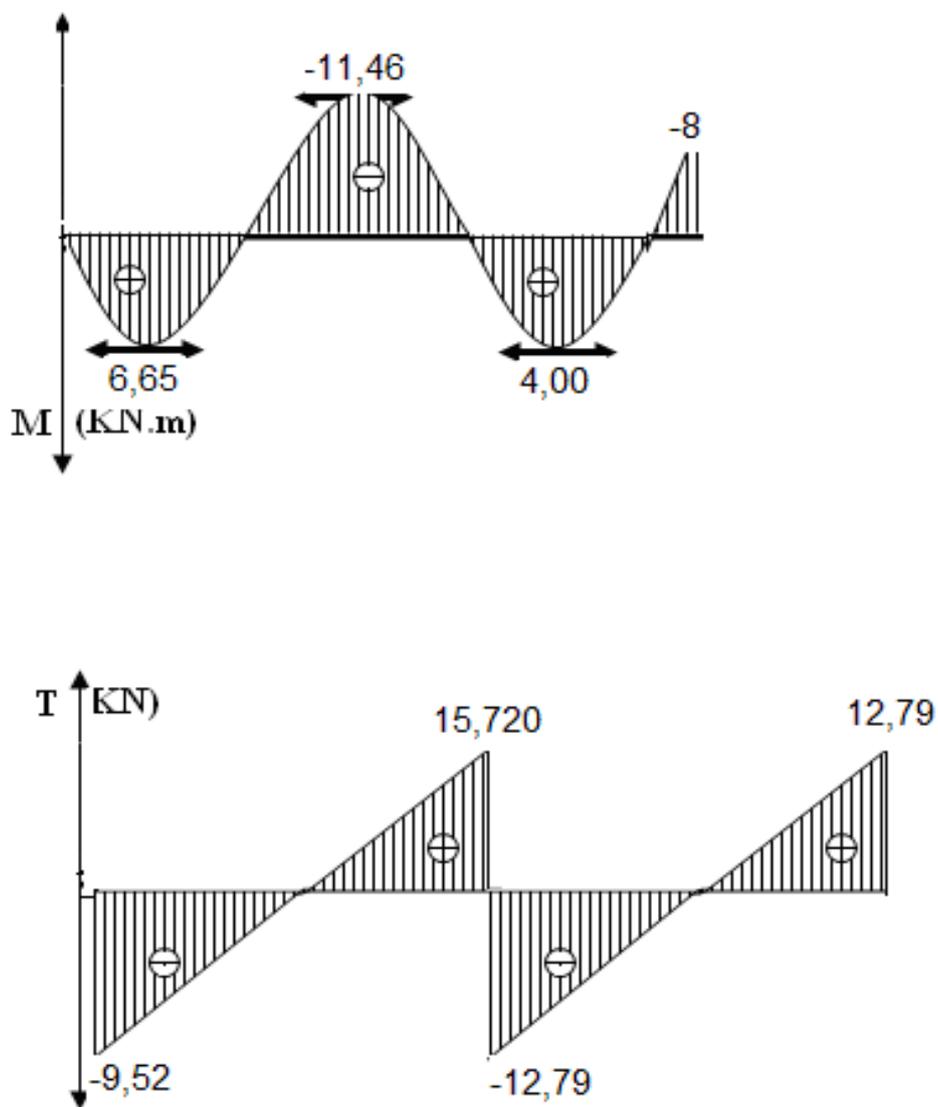


Figure 6.9: diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant (poutrelle terrasse type 1) à l'ELU

❖ ELS :

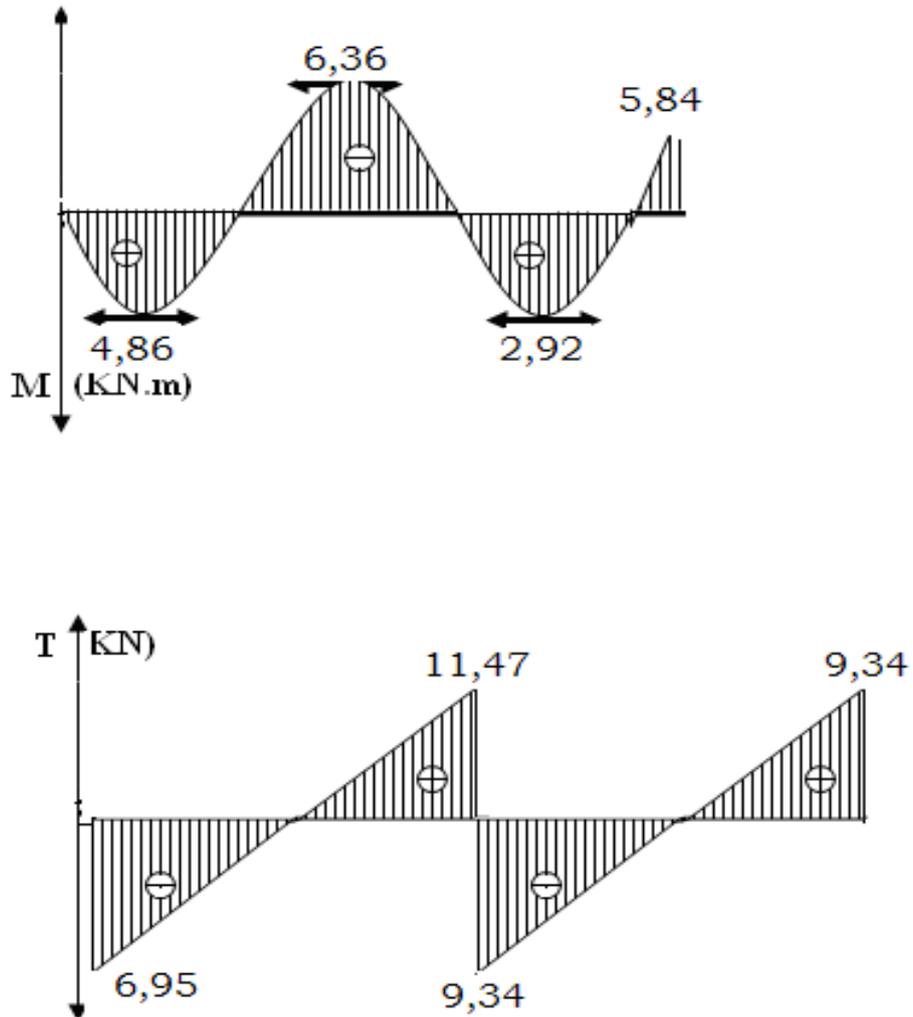


Figure 6.10: diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant (poutrelle terrasse type1) à l'ELS

6.4 RECAPITULATION DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS MAX :

	Plancher étage courant				Terrasse		
	Type 1	Type 2	type 3	type 4	Type 1	Type 2	Type 3
$M_{max} (KN.m)$							
$T_{max} (KN)$							

ELU	$M_{travée}$	5,63	6,27	5,77	5,92	6,65	6,27	6,65
	M_{appui}	9,79	10,80	10,25	0,60	11,46	10,88	11,46
	T_{max}	13,08	14,82	13,85	14,04	15,72	14,82	15,72
ELS	$M_{travée}$	4,06	4,54	4,17	4,28	4,86	4,54	4,86
	M_{appui}	7,06	7,82	7,41	76,62	6,36	7,82	8,36
	T_{max}	9,44	10,72	10,01	10,14	11,47	10,72	11,47

Tableau 6.1 : récapitulation de moment fléchissant et l'effort tranchant max

6.5 DETERMINATION DU FERRAILLAGE :

Le calcul de la section d'armature se fait pour un cas et on va présenter les résultats dans un tableau

6.5.1 Terrasse :

▪ Poutrelle type -1- :

❖ ELU :

$$b = 65 \text{ cm}$$

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

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

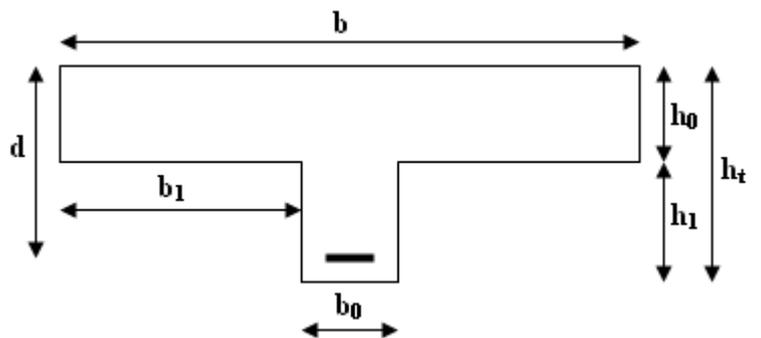
$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h_1 = 16 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h_t$$

$$d = 0,9 \times 20$$

$$d = 18 \text{ cm}$$



Les contraintes : $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$ et $\sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

• En travée

$$M_{Ut} = 6,65 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 0,058 \text{ MN.m}$$

$M_t = 0,058 > M_{ut} = 6,65 \times 10^{-3} \Rightarrow$ la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table \Rightarrow la section en T calculé comme une section rectangulaire ($b \times h$).

1. Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \Rightarrow \quad \mu_u = \frac{6,65 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0222$$

$$\mu_u = 0,0222 < 0,186$$

\Rightarrow Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0222 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow Section à simple armature.

2. Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,028 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,177 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{6,65 \times 10^{-3}}{0,177 \times 347,83} \quad \Rightarrow \quad A_{st \text{ travéet}} = 1,07 \text{ cm}^2$$

▪ Condition de non fragilité :

En prend la section minimale :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

(Condition non vérifiée $A_{st \text{ travéet}} \geq 1,41 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ travée}} = 2T12 / ml = 2,26 \text{ cm}^2.$$

- En appuis

$$M_{ua} = 11,46 \text{ KN.m}$$

1. Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{11,46 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0384$$

$$\mu_u = 0,0384 < 0,186$$

\Rightarrow Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\mu_u = 0,0384 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow Section a simple armature.

2. Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{Ua}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,048 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,186m \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{11,46 \times 10^{-3}}{0,186 \times 347,83} \quad \Rightarrow A_{st \text{ appui}} = 1,87 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

En prend la section minimale :

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifier $A_{st \text{ appui}} \geq 1,41 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ appui}} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2.$$

- ❖ **ELS :**

Ce type de poutrelle se trouve dans local couvert, il est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Le type d'acier utilisé est : Fe E400.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- En travée

$$M_u = 6,65 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 4,86 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{6,65}{4,86}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1,368$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,368 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\Rightarrow \alpha_{travée} = 0,028 < 0,434$$

C.V

Puisque l'équation indiquée si dessus est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en travée.

- En appuis

$$M_u = 11,46 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 6,36 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{11,46}{6,36}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1,8$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,8 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\Rightarrow \alpha_{appui} = 0,048 < 0,65$$

C.V

Puisque l'équation indiquée si dessus est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en appui.

➤ Le **R.P.A 99 V2003** exige que :

$$A_{st \min} = 0,5\% \times (b \times h) \quad \text{dans toute la section.}$$

On a :

$$A_{st \min} = 0,5 \times \frac{0,12 \times 0,20}{100} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Doù :

$$A_{st \text{ travée}} + A_{r \text{ travée}} = 2,26 + \frac{2,26}{4} = 2,83 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 1,20 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_{st \text{ appui}} + A_{r \text{ appui}} = 2,26 + \frac{2,26}{4} = 2,83 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 1,20 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10}\right) \quad \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}, 1,2, \frac{12}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(0,57, 1,2, 1,2)$$

$$\Rightarrow \phi_t = 6mm$$

▪ **Calcul d'espacement des cadres :**

- D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_{\min}, 30cm\right) \quad \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{20}{4}, 12 \times 1,2, 30\right)$$

$$\Rightarrow S_t = 5cm$$

La distance pour les armature de la zone nodale est : $L = 2 \times h$.

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2}$$

$$\Rightarrow S_t = 10cm$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{15,72 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,72Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa\right) \quad \text{Fissuration peut nuisible } (\gamma_b = 1,5 \text{ cas générale}).$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5Mpa$$

Donc on a :

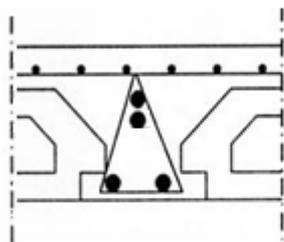
$$\tau_u = 0,68Mpa < \bar{\tau}_u = 2,5Mpa$$

C.V

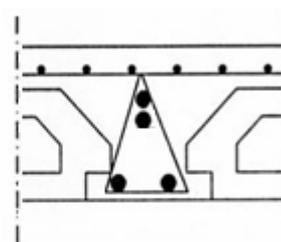
6.6 RECAPITULATION DES RESULTATS DE FERRAILLAGE :

	Ferrailage choisie		Cadre (mm)	Espacement (cm)
	Travée	appuis		
Plancher Etage courant	2T12 = 2,26	2T12 = 2,26	Φ6	Zone nodale =5 Zone courante =10
Plancher terrasse	2T12 = 2,26	2T12 = 2,26		Φ6

Tableau 6.2 : Récapitulation du ferrailage pour les poutrelles



En travée



En appui

Figure 6.11 : ferrailage des poutrelles

6.7 CALCUL DU BALCON :

6.7.1 Introduction :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres.

On adopte une épaisseur de 15 cm.

6.7.2 Evaluation des charges :

	G (KN /m ²)	Q (KN/m ²)
Dalle pleine	5,11	3,50

Tableau 6.3 : Récapitulation de G et Q pour les dalles pleine.

6.7.3 Ferrailage du balcon :

▪ **Combinaison des charges :**

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc on fera le calcul de l'ELU et à l'ELS.

$$q_u = 1,35 \times G + 1,50 \times Q \Rightarrow q_u = 12,1485 \text{KN} / \text{ml}$$

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} \Rightarrow M_u = 120,28 \text{KN.m}$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8,61 \text{KN} / \text{ml}$$

$$M_s = q_s \times \frac{l^2}{2} \Rightarrow M_s = 85,25 \text{KN.m}$$

▪ **Calcul des armatures :**

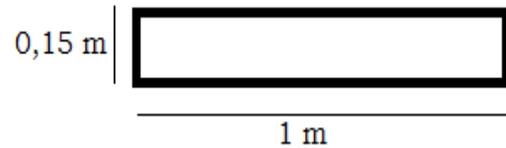
La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc ...).le calcul effectuera donc à l'ELS et l'ELU.

❖ ELU :

$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 0,15$$

$$d = 0,135 \text{m}$$



Les contraintes : $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$ et $\sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$

$$M_U = 120,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{120,28 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,46$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,89 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,1m \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{120,28 \times 10^{-3}}{0,1 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 34,58 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_s = 8T25 = 39,27 \text{ cm}^2$$

❖ ELS :

$$\sigma_{sc} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\sigma_{sc} = 201,63 \text{ Mpa}$$

- Calcul du moment limité du service :

$$x = 15 \sigma_{bc} \times d / (15 \sigma_{bc} + 15 \sigma_{st}) \Rightarrow x = 0,049$$

$$Z = \frac{b-x}{3} \Rightarrow Z = 0,317$$

$$M' = 0,5 \times b \times x \times z \times \sigma_{bc} \Rightarrow M' = 1,56 \text{ MPa.m}$$

$$M_s < M' \text{ Donc } A = 0$$

$$A_s = M_s / Z \times \sigma_s$$

$$A_s = 7,73 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$e = 15 \text{ cm } A_s = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 0,23 b_0 \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0.23 \times 1 \times 0,135 \times (2,1/400) = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s \text{ min}}$$

▪ **Choix des barres :**

$$\text{Donc } A_s > \max (A_{ult}, A_{ser}, A_{min})$$

$$\text{D'où : } A_s = 34.58 \text{ cm}^2$$

$$8T25 = 39,27 \text{ cm}^2$$

$$A = A_s/4 = 9,81 \Rightarrow 6T16 (12,06 \text{ cm}^2)$$

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

$$T_{\max} = 56,44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{56,44 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,59 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

Fissuration peut nuisible ($\gamma_b = 1,5$ cas générale)

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,59 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

C.V

CHAPITRE 7 : ETUDE SISMIQUE

7.1 INTRODUCTION :

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

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

7.2 METHODE DE CALCUL :

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

- Par méthode statique équivalente.
- Par méthode modale spectrale.
- Par la méthode transitoire.

7.2.1 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :

◆ Principe :

Dans cette méthode RPA propose de remplace les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statique fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux direction définies par les axes principaux de la structure.

7.2.2 METHODE MODALE SPECTRALE :

◆ Principe :

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

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

7.2.3 METHODE TRANSITOIRE :

◆ Principe :

Dans cette méthode, on applique un chargement sismique artificiel considéré comme une action accidentelle à la base de notre structure.

7.3 CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE :

Chaque bâtiment est construit pour résister aux forces sismiques horizontales.

Pour cela le **R.P.A 99 V2003**, impose une formule à suivre pour que la construction reste en sécurité contre ces forces.

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

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

D: Facteur d'amplification dynamique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

7.3.1 Coefficient d'accélération de zone « A » :

D'après le **R.P.A 99 V2003** :

$$A = 0,20 \text{ (Zone 2)}$$

7.3.2 Facteur d'amplification moyen « D » :

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

Site ferme $T_2 = 0,4 \text{ s}$

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

Avec :

$C_T = 0,075$ (portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie).

$h_n = 15,30\text{m}$ (hauteur totale du bâtiment)

L : dimension du bâtiment dans la direction du séisme.

- Sens longitudinal

$$T_2 = 0,4 \text{ s}$$

$$\text{Min} \begin{cases} T = 0,075 \times (15,3)^{3/4} = 0,58 \text{ s} \\ T = \frac{0,09 \times 15,3}{\sqrt{29,55}} = 0,25 \text{ s.} \end{cases} \Rightarrow T = 0,25 \text{ s}$$

On a :

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

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

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 > 0,7$$

$$\Rightarrow D_L = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,4}{0,25} \right)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D_L = 3,00$$

- Sens transversal

$$T_2 = 0,4 \text{ s}$$

$$\text{Min} \begin{cases} T = 0,075 \times (15,3)^{3/4} = 0,58 \text{ s} \\ T = \frac{0,09 \times 15,3}{\sqrt{11,15}} = 0,41 \text{ s.} \end{cases} \Rightarrow T = 0,41 \text{ s}$$

On a :

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

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

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 > 0,7$$

$$\Rightarrow D_T = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,4}{0,41} \right)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D_T = 2,16$$

7.3.3 Coefficient de comportement global de la structure « R » :

D'après le **R.P.A 99 V2003** on à des portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide donc :

$$R = 3,5$$

7.3.4 Facteur de qualité « Q »

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

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité 'q'est satisfait au conditions à vérifiées.

1. Condition minimum sur les files de contreventement :

- Sens longitudinal

$$\frac{l_1}{l_2} \leq 1,5$$

$$\left. \frac{4,00}{3,25} = 1,23 < 1,5 \quad \text{C.V} \right\} \Rightarrow \text{critère observé } pq_1 = 0$$

- Sens transversal

$$\frac{l_1}{l_2} \leq 1,5$$

$$\left. \frac{3,35}{3,30} = 1,01 < 1,5 \quad \text{C.V} \right\} \Rightarrow \text{critère observé } pq_1 = 0$$

2. Chaque étage doit avoir un minimum au plan :

- Sens longitudinal

$$9 \text{ files} > 3 \text{ files} \} \Rightarrow \text{critère observé } pq_2 = 0$$

- Sens transversal

$$4 \text{ files} > 3 \text{ files} \} \Rightarrow \text{critère observé } pq_2 = 0$$

3. Régularité en plan :

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

$$X_T - X_G \leq 15\% L_{\max}$$

$$Y_T - Y_G \leq 15\% L_{\max}$$

- Centre de graviter

$$XG = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \times x_i}{\sum_{i=1}^n S_i} = 14,77m$$

$$YG = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \times y_i}{\sum_{i=1}^n S_i} = 5,57m$$

- centre de torsion

La forme de la présente structure est régulière donc l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de torsion est très faible ce qui implique que le présent critère est vérifié.

4. Régularité en élévation

Notre construction est classée régulière en élévation } \Rightarrow critère observé $pq_4 = 0$.

5. Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre projet ne sont pas contrôlés } \Rightarrow Critère non observé $pq_5 = 0,05$

6. Contrôle de la qualité d'exécution

Le suivi de ce chantier est fait par des visites de contrôle } \Rightarrow Critère non observé $pq_6 = 0,05$

Donc :

$$Q_L = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10)$$

$$\Rightarrow Q_L = 1,15 \text{ (sens longitudinal)}$$

$$Q_T = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10)$$

$$\Rightarrow Q_T = 1,15 \text{ (sens transversal)}$$

7.3.5 Poids total de la construction « W »

$$W_T = \sum W_i$$

Avec :

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

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

▪ Plancher terrasse :

- Charge permanente W_{G1}

Plancher : $270,4475 \times 6,17 = 1668,66 \text{ KN}$

Poutre principale : $25 \times (0,3 \times 0,4) \times (3,35 + 2,70 + 4,10 + 4,10 + 3,15 + 3,35) \times 4 + (3 + 3) \times 3 = 303 \text{ KN}$

Poutre secondaire : $25 \times (0,3 \times 0,35) \times (3,40 + 3,45) \times 9 + (3,00 \times 6) + 3,85 + (0,85 \times 2) = 223,65 \text{ KN}$

Poteau : $25 \times (0,3 \times 0,3) \times \left(\frac{3,06}{2}\right) \times 34 = 117,04 \text{ KN}$

$$W_{G1} = 2312,35 \text{ KN}$$

- Charge d'exploitation W_{Q1}

Plancher : $270,4475 \times 1 = 270,4475 \text{ KN}$

$$W_{Q1} = 270,4475 \text{ KN}$$

$$W_1 = W_{G1} + (\beta \times W_{Q1}) \Rightarrow W_1 = 2312,35 + (0,2 \times 270,4475)$$

$$\Rightarrow W_1 = 2366,43 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant (Niveau : 9,18m ; 6,12m ; 3,06m ; 12,24m) :**

- Charge permanente W_{G2}

Plancher : $(246,9775 \times 5,16) + (23,47 \times 5,11) = 1394,33 \text{ KN}$

Poutre principale : $25 \times (0,3 \times 0,4) \times (3,35 + 2,70 + 4,10 + 4,10 + 3,15 + 3,35) \times 4 + (3 + 3) \times 3 = 303 \text{ KN}$

Poutre secondaire : $25 \times (0,3 \times 0,35) \times (3,40 + 3,45) \times 9 + (3,00 \times 6) + 3,85 = 223,65 \text{ KN}$

Poteau : $25 \times (0,3 \times 0,3) \times 3,06 \times 34 = 234,09 \text{ KN}$

$$W_{G2} = 2155,07 \text{ KN}$$

- Charge d'exploitation W_{Q2}

Plancher : $(1,5 \times 246,9775) + (3,5 \times 23,47) = 452,61 \text{ KN}$

$$W_{Q2} = 452,61 \text{ KN}$$

$$W_2 = W_{G2} + \beta \times W_{Q2} \Rightarrow W_2 = 2155,07 + (0,2 \times 452,61)$$

$$\Rightarrow W_2 = 2245,592 \text{ KN}$$

▪ **RECAPITULATION DU POIDS DE LA STRUCTURE :**

Niveau (m)	3,06	6,12	9,18	12,24	15,3
Poids W_i (KN)	2245,592	2245,592	2245,592	2245,592	2312,35

Tableau7.1 : récapitulation du poids de la structure

$$W_T = \sum_{i=1}^5 W_i = 11294,718 \text{ KN}$$

▪ **Détermination de la force sismique :**

$$V_l = \frac{0,2 \times 3,00 \times 1,15 \times 11294,718}{3,5} = 2226,67 \text{ KN (Sens longitudinal)}$$

$$V_t = \frac{0,2 \times 2,16 \times 1,15 \times 11294,718}{3,5} = 1603,20 \text{ KN (Sens transversal)}$$

7.4 DISTRIBUTION VERTICAL DES EFFORTS SISMIQUE :

D'après le **R.P.A 99 V2003**, la résultante des forces sismiques à la base « V » doit être distribuée sur la hauteur de structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F$$

$$F_t = 0,07 T \times V$$

Avec :

F_t = La force concentrée

T est la période fondamentale de la structure (en seconde).

La valeur de F_t ne doit pas dépasser en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand $T \leq 0,7$ s

On a :

$T = 0,25 \text{ s} < 0,7 \Rightarrow$ condition vérifiée

$$\Rightarrow F_t = 0$$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule qui se suit :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times H_i}{\sum_{i=1}^n W_i H_i}$$

Avec :

F_t : Effort verticale revenant au niveau.

H_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i .

W_i : Poids revenant aux planchers.

$F_t = 0 \Rightarrow$ la relation devienne :

$$F_i = \frac{V \times W_i \times H_i}{\sum_{i=1}^5 W_i \times H_i}$$

▪ **Sens longitudinal**

Niveau H_i (m)	3,06	6,12	9,18	12,24	15,3
W_i (KN)	2245,592	2245,592	2245,592	2245,592	2312,35
$W_i \times H_i$	6871,51	13743,02	20614,53	27486,04	35378,955
$\sum W_i \times H_i$	104094,055				
V_i (KN)	2226,67				
$V_i \times W_i \times H_i$	15300588,56	30601177,11	45901765,67	61202354,23	78777257,73
F_i (KN)	146,98	293,97	440,96	587,95	756,78

Tableau7.2 : distribution vertical des efforts au sens longitudinal

▪ Sens transversal

Niveau H_i (m)	3,06	6,12	9,18	12,24	15,3
W_i (KN)	2245,59	2245,592	2245,592	2245,592	2312,35
$W_i \times H_i$	6871,51	13743,02	20614,53	27486,04	35378,955
$\sum W_i \times H_i$	104094,055				
V_i (KN)	1603,20				
$V_i \times W_i \times H_i$	11016404,83	22032809,66	33049214,5	44065619,33	56719540,66
F_i (KN)	105,83	211,66	317,49	423,32	544,88

Tableau7.3 : distribution vertical des efforts au sens transversal

CHAPITRE 8 : ferrailage des éléments de contreventement

8.1 INTRODUCTION :

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable, le calcul de la section d'armature dépend a la fois du moment fléchissant M_f et de l'effort normal N , ces valeurs sont donnée par le logiciel : **SAP 2000**.

Les poutres seront calculées en flexion simple.

Les poteaux seront calculés en flexion composée.

8.2 ETUDE DES POUTRES :

8.2.1 Etude des poutres principales :

	efforts	ELU	ELS
Poutre	M_t (KN.m)	37,47	25,41
	M_a (KN.m)	62,17	58,59
Principale	T max (KN)	89,37	68,13

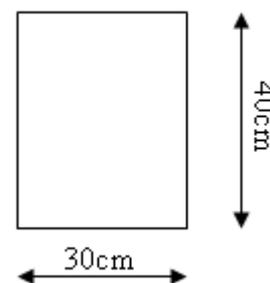
Tableau 8.1 : récapitulation des résultats de M , N et T de la poutre principale

▪ Détermination du ferrailage :

$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 40$$

$$d = 36\text{cm}$$



Les contraintes :

$$f_{bc} = 18,84 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{C28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité = 1,15 (cas accidentel)

$\gamma_s = 1$ (cas accédentel)

θ : coefficient d'application = 1 (charge > 24h)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

- En travée

$$M_{Ut} = 37,47 \text{ KN.m}$$

1. Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{37,47 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 18,48}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,052$$

$$\mu_u = 0,052 < 0,186$$

\Rightarrow Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\mu_u = 0,052 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow Section a simple armature.

2. Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,066 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,35m \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{37,47 \times 10^{-3}}{0,35 \times 400} \quad \Rightarrow A_{st \text{ travéet}} = 2,67 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale :

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{Mpa}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{cm}^2$$

(Condition vérifier $A_{st \text{ travée}} \geq 1,30 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ travée}} = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2.$$

- En appuis

$$M_{ua} = 62,17 \text{KN.m}$$

1. Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{Ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{62,17 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,36)^2 \times 18,48}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,086$$

$$\mu_u = 0,086 < 0,186$$

\Rightarrow Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\mu_u = 0,086 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow Section a simple armature.

2. Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{Ua}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,112 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,343m \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{62,17 \times 10^{-3}}{0,343 \times 400} \quad \Rightarrow A_{st \text{ appui}} = 4,53 \text{cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

En prend la section minimale :

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{Mpa}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{cm}^2$$

(Condition vérifier $A_{st \text{ appui}} \geq 1,30 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ appui}} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2.$$

▪ **Vérification à l'ELS :**

• En travée

1. Position de l'axe neutre

$$A_{st \text{ travée}} = 3,08 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad n = 15$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st, \text{travée}}(d - x) = 0 \quad \Rightarrow 0,15 \times x^2 + 0,00462 \times x - 0,0016632 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0,031$$

$$\Rightarrow x = 0,0894$$

2. moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{0,30 \times (0,0894)^3}{3} + 15 \times 3,08 \times 10^{-4} (0,36 - 0,0894)^2$$

$$I = 0,00040$$

3. Calcul des contraintes

$$M_{st} = 25,41 \text{ KN.m}$$

a. Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{st} \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{25,41 \times 10^{-3} \times 0,0894}{0,00040} = 5,67 \text{ Mpa}$$

b. Acier :

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{st} (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{25,41 \times 10^{-3} (0,36 - 0,089)}{0,00040} = 258,22 \text{ Mpa}$$

4. Calcul des contraintes admissibles

a. Béton :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ Acier :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa}$$

▪ Vérification :

$$\sigma_{bc} = 5,67 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 258,22 \text{ Mpa} > \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C.N.V}$$

Donc on augmente le ferrailage en travée $A_{st} = 3T_{14} = 4,62 \text{ cm}^2$ et en refait les calculs.

$$\Rightarrow x = 0,1069 \text{ m}$$

$$\Rightarrow I = 0,00056 \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes

$$M_{st} = 25,41 \text{ KN.m}$$

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{st} \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{25,41 \times 10^{-3} \times 0,1069}{0,00056} = 4,85 \text{ Mpa}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{st} (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{25,41 \times 10^{-3} (0,36 - 0,1069)}{0,00056} = 172,26 \text{ Mpa}$$

▪ Vérification :

$$\sigma_{bc} = 8,57 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 172,26 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

- En appuis

1. Position de l'axe neutre

$$A_{st \text{ appui}} = 4,62 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad n = 15$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st \text{ appui}}(d - x) = 0 \quad \Rightarrow 0,15 \times x^2 + 0,00693 \times x - 0,002494 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0,039$$

$$\Rightarrow x = 0,107$$

2. moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{0,30 \times (0,107)^3}{3} + 15 \times 4,62 \times 10^{-4} (0,36 - 0,107)^2 = 0,00056 \text{ m}^4$$

3. Calcul des contraintes

$$M_{s a} = 58,59 \text{ KN.m}$$

➤ Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s a} \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{58,59 \times 10^{-3} \times 0,107}{0,00056} = 11,19 \text{ Mpa}$$

➤ Acier :

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{s a} (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{58,59 \times 10^{-3} (0,36 - 0,107)}{0,00056} = 397,05 \text{ Mpa}$$

4. Calcul des contraintes admissibles

➤ Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

▪ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 11,19 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 379,05 \text{ Mpa} > \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C.N.V}$$

Donc on augmente le ferrailage en appuis $A_{st} = 6T_{16} = 12,06 \text{ cm}^2$ et en refait les calculs.

$$\Rightarrow x = 0,156 \text{ m}$$

$$\Rightarrow I = 0,0011 \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes

$$M_{sa} = 58,59 \text{ KN.m}$$

➤ *Béton :*

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sa} \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{58,59 \times 10^{-3} \times 0,156}{0,0011} = 8,30 \text{ Mpa}$$

➤ *Acier :*

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{st} (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{58,59 \times 10^{-3} (0,36 - 0,156)}{0,0011} = 162,98 \text{ Mpa}$$

▪ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 8,30 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 162,98 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

Le **R.P.A 99 V2003** exige que :

$A_{st \min} = 0,5\% \times (b \times h)$ dans toute la section.

On a :

$$A_{st \min} = 0,5 \times \frac{30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

Doù :

$$A_{st \text{ travée}} + A_{r \text{ travée}} > A_{st \min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{r \text{ travée}} = \frac{A_{st \text{ travée}}}{4} = 1,155 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } A_{r \text{ travée}} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{r \text{ travée}} = 4,62 + 4,62 = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_{st \text{ appui}} + A_{r \text{ appui}} > A_{st \min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{r \text{ appui}} = \frac{A_{st \text{ appui}}}{4} = 3,015 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } A_{r \text{ appui}} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ appui}} + A_{r \text{ appui}} = 3,015 + 4,62 = 7,635 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi \min, \frac{b}{10}\right) && \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}, 1,4, \frac{30}{10}\right) \\ & && \Rightarrow \phi_t \leq \min(1,14, 1,4, 3) \\ & && \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm} \end{aligned}$$

- **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale

$$\begin{aligned} S_t &\leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi \min, 30 \text{ cm}\right) && \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,4, 30\right) \\ & && \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h$.

- Zone courante

$$\begin{aligned} S_t &\leq \frac{h}{2} && \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \\ & && \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$T_{\max} = 89,37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{89,37 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,82 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) \quad \text{Fissuration peut nuisible} \quad (\gamma_b = 1,5 \text{ cas générale})$$

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

Donc on a :

$$\tau_u = 0,82 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{A_{st.travée}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,36} \leq \frac{4,20}{400}$$

$$\Rightarrow 0,0043 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

- **Condition aux appuis :**

$$T_{\max} = 89,37 \text{ KN}$$

$$A_{st.appuis} \geq \frac{T_{\max}}{\sigma_{st}} \Rightarrow 12,06 \geq \frac{89,37 \times 10^{-3}}{400}$$

$$\Rightarrow 4,62 \geq 0,22 \times 10^{-3} \quad \text{C.V}$$

▪ Récapitulation des résultats de ferrailage de la poutre principale :

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)	Armature transversale (mm)	Espacement (cm)
Travée	2,67	3T ₁₄ = 4,62	Φ8	10cm : zone nodale
appuis	4,53	3T ₁₄ +3T12(chapeaux) = 4,62		20cm : zone courante

Tableau 8.2 : récapitulation des résultats de ferrailage de la poutre principale

8.2.2 Etude des poutres secondaires :

		efforts	ELU	ELS
Poutre secondaire	M _t (KN.m)		39,68	28,99
	M _a (KN.m)		41,49	30,31
	Tmax (KN)		56,44	41,26

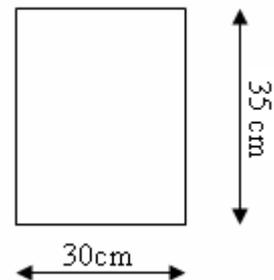
Tableau 8.3 : récapitulation des résultats de M, N et T de la poutre secondaire

▪ Détermination du ferrailage à l'ELU :

$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 35$$

$$d = 31,5\text{cm}$$



- En travée

Les contraintes : $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$ et $\sigma_{st} = 347,83 \text{ Mpa}$

$$M_{Ut} = 39,68 \text{ KN.m}$$

1. Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \Rightarrow \quad \mu_u = \frac{39,68 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,315)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,094$$

$$\mu_u = 0,094 < 0,186$$

\Rightarrow Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\mu_u = 0,094 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow Section a simple armature.

2. Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,123 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,299m \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{39,68 \times 10^{-3}}{0,299 \times 347,83} \quad \Rightarrow \quad A_{st \text{ travée}} = 3,81 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

En prend la section minimale :

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifier $A_{st \text{ travée}} \geq 1,14 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ travée}} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

- En appuis

Les contraintes : $f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$ et $\sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$

$$M_{ua} = 41,49 \text{ KN.m}$$

1. Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_{Ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{41,49 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,315)^2 \times 18,48}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,075$$

$$\mu_u = 0,075 < 0,186$$

\Rightarrow Pivot A : donc les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

$$\mu_u = 0,075 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow Section a simple armature.

2. Section d'armature

$$A_{st} = \frac{M_{Ua}}{z \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,097 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,302m \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{41,49 \times 10^{-3}}{0,302 \times 400} \quad \Rightarrow A_{st \text{ appui}} = 3,43 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

En prend la section minimale :

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifiée $A_{st \text{ appui}} \geq 1,14 \text{ cm}^2$)

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st \text{ appui}} = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification à l'ELS :**

- En travée

1. Position de l'axe neutre

$$A_{st \text{ travée}} = 4,62 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad n = 15$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st, \text{travée}}(d - x) = 0 \quad \Rightarrow 0,15 \times x^2 + 0,00693 \times x - 0,00218295 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0,0368$$

$$\Rightarrow x = 0,099$$

2. moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,30 \times (0,099)^3}{3} + 15 \times 4,62 \times 10^{-4} (0,36 - 0,099)^2$$

$$I = 0,00056$$

3. Calcul des contraintes

$$M_{st} = 28,99 \text{ KN.m}$$

➤ Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{st} \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{28,99 \times 10^{-3} \times 0,099}{0,00056} = 5,12 \text{ Mpa}$$

➤ Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{st}(d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{28,99 \times 10^{-3} (0,315 - 0,099)}{0,00056} = 167,72 \text{ Mpa}$$

4. Calcul des contraintes admissibles

➤ Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

▪ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 5,12 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 167,72 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

• En appuis

1. Position de l'axe neutre

$$A_{st \text{ appui}} = 3,93 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad n = 15$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st \text{ appui}}(d - x) = 0 \quad \Rightarrow 0,15 \times x^2 + 0,005895 \times x - 0,001856925 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0,083$$

$$\Rightarrow x = 0,257$$

2. moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{0,30 \times (0,257)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times 10^{-4} (0,315 - 0,257)^2$$

$$I = 0,0016 \text{ m}^4$$

3. Calcul des contraintes

$$M_{st} = 28,99 \text{ KN.m}$$

➤ Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{st} \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{28,99 \times 10^{-3} \times 0,257}{0,0016} = 4,65 \text{ Mpa}$$

➤ Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{Sa}(d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{30,31 \times 10^{-3} (0,315 - 0,257)}{0,0016} = 16,48 \text{ Mpa}$$

4. Calcul des contraintes admissibles

➤ Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

▪ Vérification :

$$\sigma_{bc} = 16,48 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 16,48 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

Le **R.P.A 99 V2003** exige que :

$$A_{st \min} = 0,5\% \times (b \times h) \quad \text{dans toute la section.}$$

On a :

$$A_{st \min} = 0,5 \times \frac{30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2$$

Doù :

$$A_{st \text{ travée}} + A_{r \text{ travée}} > A_{st \min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{r \text{ travée}} = \frac{A_{st \text{ travée}}}{4} = 1,155 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } A_{r \text{ travée}} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{r \text{ travée}} = 4,62 + 4,62 = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 5,25 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_{st \text{ appui}} + A_{r \text{ appui}} > A_{st \min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{r \text{ appui}} = \frac{A_{st \text{ appui}}}{4} = 1,925 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } A_{r \text{ appui}} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ appui}} + A_{r \text{ appui}} = 7,70 + 4,62 = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 5,25 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10}\right) \quad \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}, 1,4, \frac{30}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(1, 1,4, 3)$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8mm$$

- **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_{\min}, 30cm\right) \quad \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,4, 30\right)$$

$$\Rightarrow S_t = 8cm$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h$.

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2}$$

$$\Rightarrow S_t = 17cm$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$T_{\max} = 56,44KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{56,44 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,59Mpa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{C28}}{\gamma_b}, 4Mpa\right)$$

Fissuration peut nuisible ($\gamma_b = 1,5$ cas générale)

$$\overline{\tau_u} = 2,5Mpa$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,59Mpa < \overline{\tau_u} = 2,5Mpa \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{A_{st, travée}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \Rightarrow \frac{4,62 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,315} \leq \frac{4,20}{400}$$

$$\Rightarrow 0,0049 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

Donc la flèche est vérifiée.

- **Condition aux appuis :**

$$T_{\max} = 56,44 \text{ KN}$$

$$A_{st \text{ appuis}} \geq \frac{T_{\max}}{\sigma_{st}} \Rightarrow 3,93 \geq \frac{56,44 \times 10^{-3}}{400}$$

$$\Rightarrow 3,93 \geq 0,14 \times 10^{-3}$$

C.V

- **Récapitulation des résultats de ferrailage de la poutre secondaire :**

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)	Armature transversale (mm)	Espacement (cm)
Travée	3,81	3T ₁₄ = 4,62	Φ8	08cm : zone nodale
appuis	3,43	3T ₁₄ = 4,62		17cm : zone courante

Tableau8.4 : récapitulation des résultats de ferrailage de la poutre secondaire

8.3 ETUDE DES POTEAUX :

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive.

L'étude se fera sur le poteau central pour les deux cas suivants :

- Le poteau soumis à l'effort normal maximum et le moment qui lui correspond.
- Le poteau soumis au moment maximum et leur effort normal qui lui correspond.

	M (KN .M)	N (KN)	T (KN)
ELU	26,30	29,81	15,79
ELS	19,15	21,98	11,44

Tableau8.5 : récapitulation des résultats de M, N et T du poteau

▪ **Détermination du ferrailage :**

$$M_{\max} = 26,30 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad N_{\text{equi}} = 29,81 \text{ KN}$$

$$\text{Les contraintes : } f_{bc} = 18,84 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité = 1,15 (cas accidentel)

$\gamma_s = 1$ (cas accidentel)

θ : coefficient d'application = 1 (charge > 24h)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\left. \begin{array}{l} d = 0,9 \times h \\ d = 0,9 \times 30 \end{array} \right\} \Rightarrow d = 27 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} d' = 0,1 \times h \\ d' = 0,1 \times 30 \end{array} \right\} \Rightarrow d' = 3 \text{ cm}$$

1. Excentricité

$$\left. \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \\ e = \frac{26,30}{29,81} \end{array} \right\} \Rightarrow e = 0,88 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_a = e + \frac{h}{2} - d' \\ e_a = 0,88 + \frac{0,30}{2} - 0,03 \end{array} \right\} \Rightarrow e_a = 1,00 \text{ m}$$

2. Moment fictif (M_a)

$$\left. \begin{array}{l} M_a = N_u \times e_a \\ M_a = 29,81 \times 10^{-3} \times 1,00 \end{array} \right\} \Rightarrow M_a = 0,02981 \text{ MN.m}$$

$$(d - d') \times N_u - M_a = 7,12 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d} \right) \times b \times d^2 \times f_{bc} = 0,099 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (2)$$

(1) < (2) \Rightarrow section partiellement comprimée

3. Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{0,02981}{0,30 \times (0,27)^2 \times 18,48}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,073$$

$$\mu_u = 0,073 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow Section a simple armature.

\Rightarrow les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

4. Section d'armature

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{z} - N_u \right] \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0,094 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,259 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$A_{st} = \frac{1}{400} \left[\frac{0,02981}{0,259} - 29,81 \times 10^{-3} \right] \quad \Rightarrow A_{st} = 4,57 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

D'après le **R.P.A 99 V2003** :

$$A_{st \min} = 0,7\% \times (b \times h) \text{ dans toute la section}$$

On a :

$$A_{st \min} = 0,8 \times \frac{0,30 \times 0,30}{100} = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi est :

$$A_{st} = 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2.$$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi \min, \frac{b}{10}\right) \quad \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}, 1,2, \frac{30}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(0,86, 1,2, 3)$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$T_{\max} = 15,79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \Rightarrow \tau_u = \frac{15,79 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,19 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right)$$

Fissuration peut nuisible ($\gamma_b = 1,5$ cas générale)

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Donc on a :

$$\tau_u = 0,19 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa}$$

C.V

▪ **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

• Zone nodale

$$S_t \leq \min(10 \times \phi l, 15\text{cm}) \quad \Rightarrow S_t \leq \min(10 \times 1,2, 15)$$

$$\Rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

Répartie sur une distance de :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60\text{cm}\right)$$

$$h' = 60\text{cm}$$

- Zone courante

$$S_t \leq 15 \times \phi l \quad \Rightarrow S_t \leq 15 \times 12$$

$$\Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_R = 40 \times \phi_l$$

$$L_R = 48\text{cm}$$

- **Récapitulation des résultats de ferrailage des poteaux :**

Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)	Armature transversale (mm)	Espacement (cm)
7,20	4T16 = 8,04	Ø8	10cm : zone nodale 15cm : zone courante

Tableau 8.6 : récapitulation des résultats de ferrailage des poteaux

8.4. ETUDE DES VOILES :

8.4.1 Introduction :

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action sismique

- Effort normal due a la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que La charge sismique

La disposition du ferrailage est la suivante :

- Sur le plan vertical (aciens verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciens horizontaux).
- Sur le plan transversal (aciens transversaux).

8.4.2 Ferrailage des murs voiles :

a) Ferrailage vertical :

Le voile le plus sollicite est le voile **V 1** du **RDC**, dont la longueur est de :

$$L = 3,00 \text{ m.}$$

$$\sigma_1 = 14,68 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_2 = -13,76 \text{ kN / m}^2$$

- **Calcul de L' :**

$$L_t = L \cdot \sigma_1 / (\sigma_1 + \sigma_2)$$

Soit : $L_t = 0.218\text{m}$

$$L' = L - L_t = 2.782\text{m}$$

$$d = \min (h/2, (2L_t/3))$$

Soit : $d = 0.145 \text{ m.}$

- **Calcul de As :**

$$\sigma_2' = (L_t - d) \sigma_2 / L_t = 4,607\text{KN/m}^2$$

$$v' = d / 2 = 0.072\text{m}$$

$$S' = e \cdot d = 0.021 \text{ m}^2$$

$$I' = e d^3 / 12 = 3.81 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$N = (\sigma_2 + \sigma_1') S' / 2 = -92.86 \text{ kN.m}$$

$$M = - (\sigma_2 - \sigma_1') I' / 2 v' = 25.60 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = M / N = -0.275 \text{ m}$$

$$d_1 = d_2 = 0,04\text{m.}$$

$$e_1 = v' - d_1 - e_0 = 0.243\text{m}$$

$$e_2 = v' - d_2 + e_0 = 0.307 \text{ m}$$

$$AS_1 = N e_1 / (e_1 + e_2) \sigma_{10} = 4.10\text{cm}^2$$

$$AS_2 = N e_2 / (e_1 + e_2) \sigma_{10} = 5.18 \text{ cm}^2$$

$$AS = AS_1 + AS_2 = 9,28\text{cm}^2$$

- **La section d'acier minimale donnée par RPA99**

➤ **D'après (l'article 7.7.4.1) :**

$$A_{s \text{ min}} = 0,20 \times e \times L_t$$

AS min RPA = 0,002.0, 15.0,218 = 0.654 cm² / ml

- **Le pourcentage minimal (D'après (l'article 7.7.4.3)) :**

Amin = 0.15% a . L

=> Amin 2.25 cm²

Donc :

$$As = \max (ARPA ; As ; Amin)$$

$$\Rightarrow As = 9,28 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section d'armature verticales est **5T16=10,05** cm² / ml

- L'espacement des barres doit satisfaire ce qui suit (RPA99) :
 $St \leq \min (1,5a ; 30cm)$

On prendra alors :

- pour les zones courantes $St = 20 \text{ cm}$
- pour les zones d'about $St = 10 \text{ cm}$.

b) Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve a la base du voile, majore de 40% (**ART 7.7.2 RPA99**)

La contrainte de cisaillement est $t_u = 1.4 T \text{ Calcul} / b_0 d$

Avec :

T : effort tranchant a la base du voile

b0 : épaisseur du voile

d : hauteur utile =0.9 h

h : hauteur totale de la section

La contrainte limite est : $\tau_b = 0.2 f_{c28}$: **L'ARTICLE 7.7.2 RPA 99**

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_b$

▪ **Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :**

Les sections A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$A_t/b_0 \leq (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)/0.8 f_e$$

K= 1 en cas de fissuration peu préjudiciable

D'autre part les RPA prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre :

➤ 0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

➤ 0.25 % de la section de voile si $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

$\tau_b > 0.025 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{V^-}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V=1,4 \cdot V_u$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 5,11 \cdot 10^{-3}}{0,15 \times 2,17} = 0,017 \text{Mpa}$$

$$\tau_b \leq 5 \text{Mpa}$$

Alors il n'ya pas un risque de cisaillement.

➤ $st \leq (1,5a; 30cm)$ On choisit : $St=20cm$

$$\frac{At}{St} \geq \frac{\tau b \times b - 0,3 \times fc28 \times K}{0,8 fe} = 0,017Mpa$$

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0,017 \times 0,15 - 0,3 \times 0,25 \times 1}{0,8 \times 400} = 2,26cm^2$$

$$At \geq 2,26 \times 0,25 = 0,565cm^2$$

- Section minimale :

$$\tau b > 0,025 fc28 \quad \longrightarrow \quad At_{min}(RPA) \geq 0,15\% \times b \times St$$

$$At_{min}(RPA) \geq 0,15\% \times b \times St = 5,65cm^2$$

$$At_{min}(BAEL) \geq 0,4\% \times b \times St / fe = 0,37cm^2$$

Donc : $As = \max (At ; At_{RPA} ; A_{BAEL})$

ON adopte $At=5,65cm^2 \quad \longrightarrow \quad 5T12=5,65cm^2$

- Vérification de l'effort tranchant (BAEL) :

$$\tau b = \frac{5,11 \cdot 10^{-3}}{0,15 \times 2,17} = 0,015Mpa$$

$$\bar{\tau b} = 3,25Mpa(BAEL)$$

$$\tau b = 0,015Mpa < \bar{\tau b} = 3,25Mpa$$

a) Ferrailage transversal :

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lieu entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée

8.4.3. Récapitulation des résultats :

	Section d'armature	espacement
Ferrailage vertical	5T16	20cm

Ferrailage horizontal	5T12	20cm
----------------------------------	-------------	-------------

Tableau 8.7 : récapitulation du ferrailage des murs voiles

CHAPITRE 9 : ETUDE DES FONDATIONS

9.1 INTRODUCTION :

Une construction doit être en position d'équilibre par rapport au sol.

La fondation reçoit les actions ascendantes du sol, elle transmette au sol les effets des charges permanentes et charges d'exploitations, elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage.

Le choix du type de la fondation dépend essentiellement de la contrainte admissible du sol et sa nature.

Chaque semelle est soumise à un effort normal et un moment de flexion donc elle est étudiée en flexion composée.

L'étude se fait sur les semelles les plus sollicitées.

9.2 TYPE DE FONDATION :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à **2.5 bars**. il y a de projeter à priori , des fondations superficielles de type :

-semelle isolée.

-semelle filante sous voile

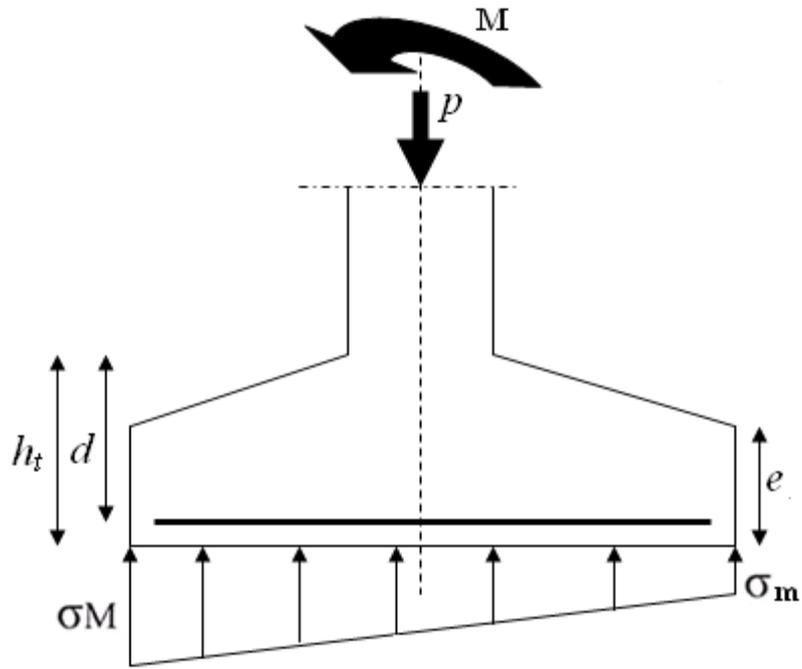


Figure 9.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

9.3 ETUDE DES SEMELLES :

	<u>ELU</u>		<u>ELS</u>	
	M (KN .m)	N (KN)	M (KN .m)	N (KN)
Semelle d'angle	1,7417	623,933	2,06	454,69
Semelle de rive	1,20	806,301	0,87	586,48
Semelle intermédiaire	0,72	1119,06	0,52	813,59

Tableau 9.1 : récapitulation des efforts M et N des semelle

9.3.1 Etude de la semelle intermédiaire :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,50 \text{ bars} = 250 \text{ KN/m}^2 = 0,25 \text{ Mpa}$$

$$a = b = 30 \text{ cm}$$

- Condition d'homothétie

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \quad \Rightarrow A = B \quad (\text{semelles carrées})$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{sol} < \overline{\sigma_{sol}} \\ \sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \end{array} \right\} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

$$(1) \Leftrightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}} \times \frac{b}{a}} \quad \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{813,59}{250} \times \frac{0,30}{0,30}}$$

$$\Rightarrow B \geq 1,80 \text{ m}$$

Donc on choisie une semelle de $(1,90 \times 1,90) \text{ m}^2$.

- Détermination de d et h_t

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \quad \Rightarrow 1,90 - 0,30 \geq d \geq \frac{1,90 - 0,30}{4}$$

$$\Rightarrow 1,60 \text{ m} \geq d \geq 0,40 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d = 45 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } h_t = d + 5 \text{ cm} \quad \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm}$$

- Vérification

On a :

$$\sigma_{sol} = \frac{N'_U}{S} + \frac{M_U}{I/V} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$$S = B^2$$

$$I = \frac{B^4}{12}$$

$$V = \frac{B}{2}$$

$$N'_u = N_u + \text{poids propre de la semelle (P.P.S)}$$

$$P.P.S = (1,90 \times 1,90) \times 0,45 \times 25 = 45,125 \text{ KN}$$

$$(2) \Leftrightarrow \sigma_{sol} = \frac{N_u + P.P.S}{B^2} + \frac{6 \times M_u}{B^3} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{1119,06 + 45,125}{1,90^2} + \frac{6 \times 0,72}{1,90^3}$$
$$\Rightarrow \sigma_{sol} = 323,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 323,11 \text{ KN/m}^2 \geq \overline{\sigma_{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \text{C.N.V}$$

On augmente la section de la semelle : $(2,30 \times 2,30) \text{ m}^2$ et on refait les calculs.

- Détermination de d et h_t

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \quad \Rightarrow \quad 2,30 - 0,30 \geq d \geq \frac{2,30 - 0,30}{4}$$

$$\Rightarrow 2,00 \text{ m} \geq d \geq 0,50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d = 55 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } h_t = d + 5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h_t = 60 \text{ cm}$$

- Vérification

On a :

$$\sigma_{sol} = \frac{N'_u}{S} + \frac{M_u}{I/V} \dots\dots\dots(3)$$

Avec :

$$S = B^2$$

$$I = \frac{B^4}{12}$$

$$V = \frac{B}{2}$$

$$N'_u = N_u + \text{poids propre de la semelle (P.P.S)}$$

$$P.P.S = (2,30 \times 2,30) \times 0,60 \times 25 = 79,35 \text{ KN}$$

$$(3) \Leftrightarrow \sigma_{sol} = \frac{N_u + P.P.S}{B^2} + \frac{6 \times M_u}{B^3} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{1119,06 + 79,35}{2,30^2} + \frac{6 \times 0,72}{2,30^3}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sol} = 226,54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 226,55 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \text{C.V}$$

▪ **Détermination du ferrailage :**

• ELU

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

$$N_u = 1119,06 \text{ KN}$$

$$A_{ux} = A_{uy} = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_u = \frac{1119,06 \times 10^{-3} \times (2,30 - 0,30)}{8 \times 0,55 \times 347,83}$$

$$\Rightarrow A_u = 14,62 \text{ cm}^2$$

• ELS

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \text{ fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$$\eta = 1,6$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$N_s = 813,59 \text{ KN}$$

$$A_{sx} = A_{sy} = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{813,59 \times 10^{-3} \times (2,30 - 0,30)}{8 \times 0,55 \times 201,63}$$

$$\Rightarrow A_s = 25,23 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_u = 14,62 \text{ cm}^2 \leq A_s = 20,98 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_{st} = 9T_{20} = 28,27 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de la stabilité au renversement :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} < \frac{B}{4} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,52}{813,59} < \frac{2,30}{4}$$

$$\Rightarrow 0,0006 < 0,575$$

C.V

▪ **Détermination de la hauteur du patin (e) :**

$$e \geq \max(15 \text{ cm} , 6\phi + 6 \text{ cm})$$

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

donc on prend : $e = 20 \text{ cm}$

▪ **Espacement :**

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\Phi) = \min(20\text{cm}, 30\text{cm})$$

Donc on prend: $S_t = 20\text{cm}$

▪ **Récapitulation des résultats :**

	A × B (m²)	d (cm)	h_t (cm)	e (cm)	A_{st} (cm²)	S_t (cm)
Semelle intermédiaire	2,30 × 2,30	55	60	20	9T20=28,27	20

Tableau 9.2 : récapitulation des résultats de la semelle intermédiaire

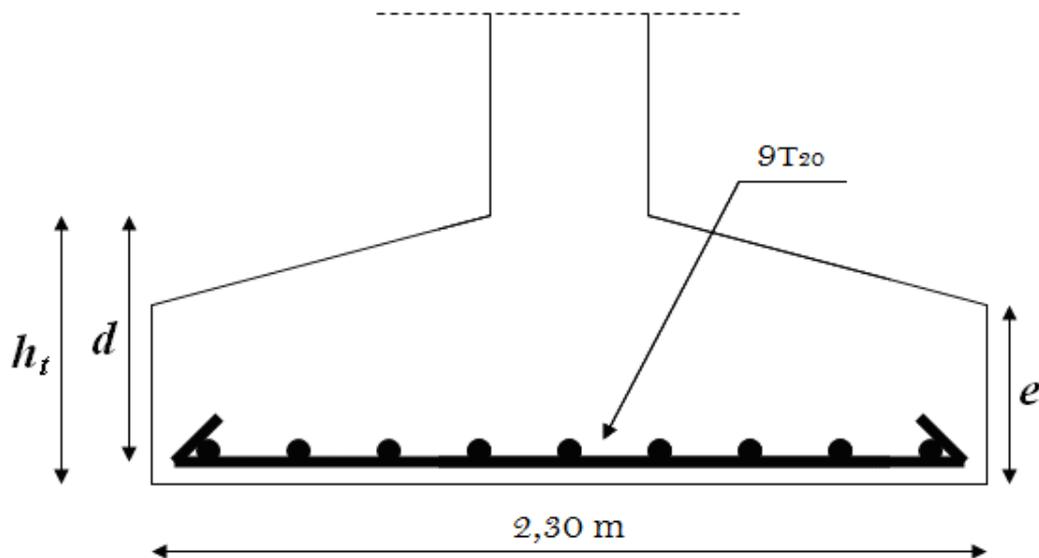


Figure 9.2 : ferrailage de la semelle intermédiaire

9.3.2 Etude de la semelle de rive :

Suivant la même méthode on choisie une semelle de $(1,60 \times 1,60) \text{ m}^2$.

▪ Récapitulation :

	$A \times B \text{ (m}^2\text{)}$	$d \text{ (cm)}$	$h_t \text{ (cm)}$	$e \text{ (cm)}$	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Semelle De rive	1,60 × 1,60	35	40	20	6T20=18,85	20

Tableau 9.3 : récapitulation des résultats de la semelle rive

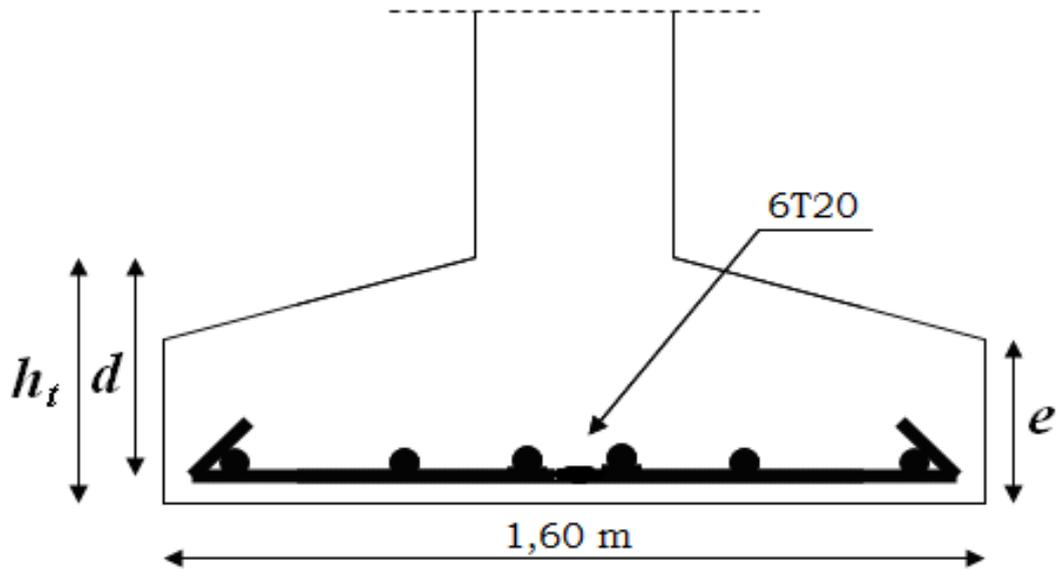


Figure 9.3 : ferrailage de la semelle de rive

9.3.3 Etude de la semelle d'angle :

Suivant la même méthode on choisie une semelle de $(1,90 \times 1,90) \text{ m}^2$.

▪ Récapitulation :

	$A \times B \text{ (m}^2\text{)}$	$d \text{ (cm)}$	$h_t \text{ (cm)}$	$e \text{ (cm)}$	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Semelle	1,90 × 1,90	45	50	20	7T16=14,07	20
D'angle						

Tableau 9.4 : récapitulation des résultats de la semelle d'angle

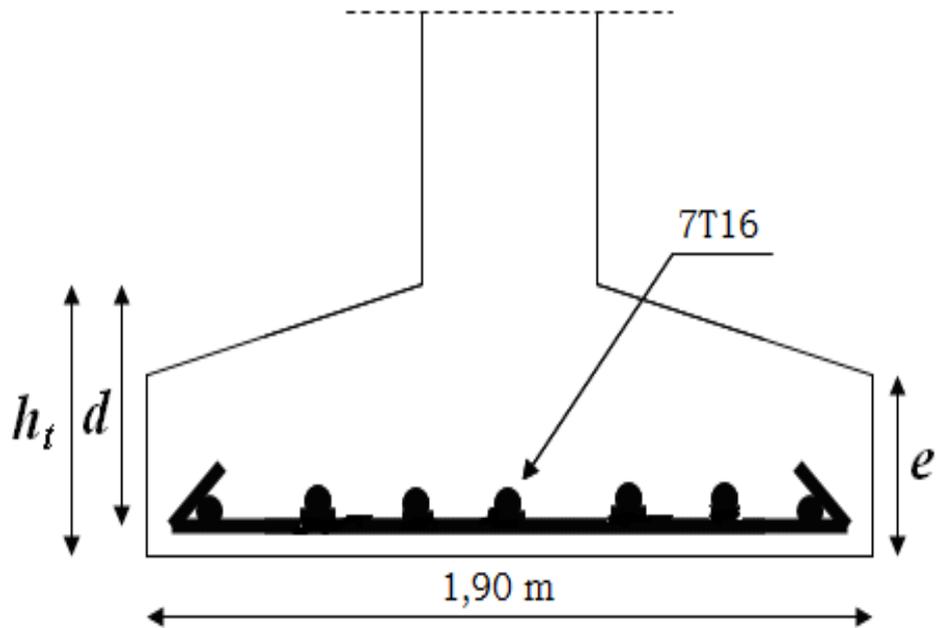


Figure 9.4 : ferrailage de la semelle d'angle

▪ Résumé des résultats des semelles :

	$A \times B \text{ (m}^2\text{)}$	$d \text{ (cm)}$	$h_t \text{ (cm)}$	$e \text{ (cm)}$	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Semelle intermédiaire	2,30 × 2,30	55	60	20	9T20=28,27	20
Semelle De rive	1,60 × 1,60	35	40	20	6T20=18,85	20
Semelle d'angle	1,90 × 1,90	45	50	20	7T16=14,07	20

Tableau 9.5 : récapitulation des résultats des semelles

9.4 SEMELLE FILANTES SOUS VOILE :

9.4.1 Introduction :

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : Le sens transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul est fait pour un mètre de longueur de semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée.

9.4.2 Pré dimensionnement des semelles filantes :

	N1	N2	N3
ELU	258,31	277,24	151,81
ELS	189,44	203,26	111,29

Tableau9.6 : récapitulation des efforts de la semelle sous voiles

▪ Résultante des efforts :

$$R_t = N_1 + N_2 + N_3$$

$$R_t = 687,36$$

▪ La largeur B :

La largeur B de la semelle est déterminée à l'aide de la relation suivante : $B \geq \frac{N_t}{l \times \sigma_{sol}}$

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle ; elle est égale à la longueur de l'entraxe + 2 e

NT : effort normal total

σ_{sol} : contrainte admissible du sol = **2.5 bars**

Avec :

$$L = (2 \times e) + 1,5 + 1,5$$

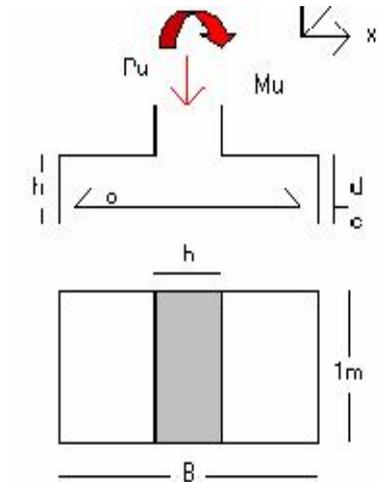
$$L = 3,02$$

Et :

$$B \geq \frac{Nt}{l \times \sigma_{sol}} \quad \text{Donc :}$$

$$B \geq \frac{687,36}{3,02 \times 250}$$

$$B \geq 0,91 \quad B = 1,00\text{m}$$



▪ **La hauteur ht :**

La hauteur de la semelle est : $ht = d + 5$

Avec :

$$d \geq \frac{B - b}{4}$$

Avec **b** : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal.

Donc on aura :

$$d = 0,25$$

$$ht = 30$$

9.4.3 Ferrailage principale :

$$N_u = 277,24 \text{ kn.m}$$

$$M_u = 1,76 \text{ kn.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,0063 \leq \frac{B}{24} = 0,041 \quad \dots \text{vérifié}$$

Donc :

$$A_s = \frac{Nu(1 + 3\frac{e_0}{B})(B - b)}{8d\sigma_s} = \frac{277,24 \times 10^{-3} (1 + 3\frac{0,0063}{1,00})(1,00 - 0,30)}{8 \times 0,25 \times 250} = 4,94 \text{ cm}^2$$

$$AS = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

9.4.4 Ferrailage de répartition :

$$Ar = As \frac{B}{4} = 4,94 \frac{1,00}{4} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$Ar = 1,51 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 3T12$$

9.4.5 Calcul de la hauteur libre h' :

$$h' \geq 6\Phi + 6 \text{ cm} = 13,2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h' = 15 \text{ cm}$$

9.4.6 Calcul l'espacement des cadres :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$$

Donc on prend: $S_t = 20 \text{ cm}$

9.5 ETUDE DE L'ONGRINE :

9.5.1 Introduction :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le **R.P.A 99 V2003**, le minimum pour les longrines est :

$$(25 \times 30) \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Site de catégorie } S_2, S_3.$$

$$(30 \times 30) \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Site de catégorie } S_4.$$

Comme notre site se situe dans la catégorie $S_3 \Rightarrow$ Donc on va adopter une longrine de **(25 × 30) cm^2** .

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20KN$$

Avec :

N : la valeur minimale des charges verticales de gravité appropriée par les points d'appuis solidarisés (**$N = 1119,06 KN$**).

α : Coefficient en de la zone sismique et de catégorie de site (**$\alpha = 12$**).

$$F = \frac{1119,06}{12} = 93,25KN \Rightarrow F = 93,25 KN > 20 KN \quad \text{C.V}$$

9.5.2 Calcul du ferrailage :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = \frac{93,25 \times 10^{-3}}{347,83} = 2,68 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

En prend la section minimale :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1Mpa$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,25 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400} = 0,81cm^2$$

Le **R.P.A 99 V2003** exige que :

$A_{st \min} = 0,6\% \times (b \times h)$ dans toute la section.

$$A_{st \min} = 0,6 \times \frac{0,25 \times 0,30}{100} = 4,5cm^2$$

On a : $A_{st} = 2,68cm^2 < A_{st \min} = 4,5cm^2$ C.N.V

Donc le ferrailage choisi : $A_{st} = 4T_{12} = 4,52cm^2$

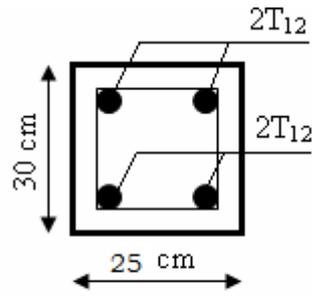


Figure 9.5 : ferrailage de la longrine

CHAPITRE 10 : COMPARAISON ENTRE LES TROIS METHODE

10.1. INTRODUCTION :

L'objet de ce travail est de calculer un bâtiment de forme régulière utilisant les trois méthodes de calcul dictées par le RPA 99 version 2003. Les méthodes sont :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode Modale spectrale ;
- La méthode Transitoire.

10.2. CALCUL MODALE DU BATIMENT :

Le calcul modale de bâtiment par SAP 2000 a permis de donner la période de la structure et de comparer cette dernière avec celle donnée par le RPA 99 version 2003 pour disposer les murs voile.

Après plusieurs essais, la disposition la plus appropriée est qui donne une période égale à celle donnée par le RPA 99 est présentée sur la figure

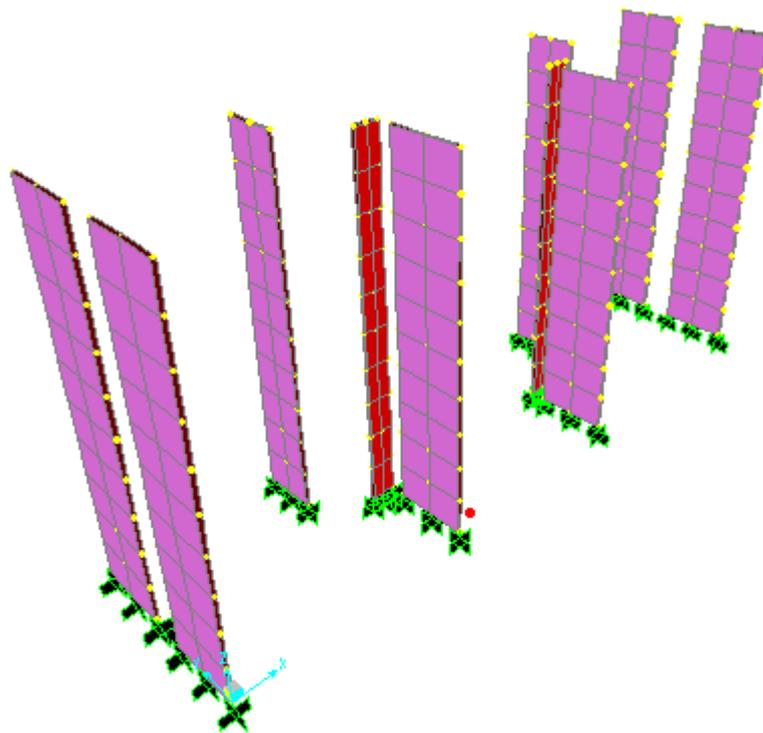


Figure 10.1 : schéma de la distribution des murs voile dans le bâtiment.

Il est important de noter que la valeur des périodes de la structure est indépendante du chargement extérieur, il ne dépend que de la masse de la structure et de sa rigidité

10.3. CALCUL DES SOLICITATIONS DES ELEMENT RESISTANTS DU BATIMENT :

Le bâtiment objet de la présente étude a été calculé utilisant :

- 1) La méthode statique équivalente (le séisme est représenté par des charges statiques équivalentes appliquées au centre de masse de chaque étage)
- 2) La méthode modale spectrale (le séisme est représenté par un spectre appliqué à la base du bâtiment)
- 3) La méthode transitoire (un signale sismique artificiel a été appliqué à la base du bâtiment)

▪ **Récapitulation des moments fléchissant dans les trois méthodes :**

	Elément	Combinaison d'action	Méthode statique	Méthode spectral	Méthode transitoire
Poutre principal	290	ELU	M=81,29KN.m	M=81,29KN.m	M81,29KN.m
Poutre secondaire	545	ELU	M=41,49KN.m	M=41,49KN.m	M=41,49KN.m
voile	50	ELU	M=8,01KN.m	M=8,01KN.m	M=8.01KN.m

Tableau 10.1: comparaison des sollicitations pour les trois méthodes de calcul.

10.4. CONCLUSION :

Le tableau 10.1 résume les valeurs maximales des sollicitations (moments fléchissant) des éléments résistant de la structure pour les trois méthodes de calcul, il est clair que les résultats sont identiques, donc on peut conclure que n'importe quelle méthodes des trois citées par le RPA peut être appliquée pour établir une note de calcul et concevoir une structure stable et résistante.

Conclusion

La réalisation de cette étude m'a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du Cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de Calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour moi une première expérience, m'a été très Bénéfique que ce soit dans l'aspect scientifique et technique ou dans l'aspect Informatique puisque l'utilisation des outils informatiques (SAP2000, Auto CAD) Reste Une étape très importante qui demande des connaissances de certaines notions De Base des sciences de l'ingénieur.

BIBLIOGRAPHIE

- ❖ Béton armée B.A.E.L 91 modifié 99 DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES, 2000).

- ❖ Document technique réglementaire DTR B C 2 48 règles parasismique algériennes R.P.A 99 V 2003 (Centre national de recherche parasismique appliquée en Génie parasismique, C.G.S 2002 Houssen day Alger).

- ❖ Chikh Hanane « étude d'un bâtiment a usage d'habitation » (Mémoire de master, faculté de science de l'ingénieur, Abou Bekr Belkaid Tlemcen 2012)

- ❖ Logiciel de SAP 2000.

- ❖ EXCEL 2007.

- ❖ WORD 2007.

- ❖ AUTO CAD 2012.