

Université Mohamed Khider -Biskra  
Faculté des Sciences et de la technologie  
Département : de génie civil et  
hydraulique

Réf :.....

جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم: الهندسة المدنية و الري

المرجع:.....



Mémoire de Master  
2<sup>ème</sup> Année  
Option : structure

**THEME :**

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE  
D'HABITATION (R+8) CONTREVENTEMENT  
MIXTE**

**Etudiant:**

**CHAOUCH Abdelbasset**

**Encadreur:**

**Mme BEN SMAIL Masouda**

**Promotion 2019**

# ***Dédicace***

*Je dédie ce travail :*

***A mes chers parents***

***Mon père***

*Puisse ce modeste travail constituer une légère compensation pour les nobles sacrifices que tu t'es imposé pour assurer mon bien être et mon éducation.*

***Ma mère***

*Tu es toujours présente dans mon esprit et continue de l'être pour faire mon bonheur, merci pour t'être sacrifiée et pour que tes enfants grandissent et prospèrent.*

*A la mémoire de mon frère MOHAMED, qui me manque énormément, j'espère que tu vois aussi et que tu es si fier de moi. Que dieu t'accueille dans son vaste paradis « INCHA-ALLAH »*

*A ma sœur chérie AMINA, je te souhaite une bonne continuation dans tes études, plein de réussite et d'encouragement.*

*A mon très cher frère RIADH, je te remercie d'avoir été toujours si présent dans chaque instant, et pour tes conseils, ainsi que pour ton soutien.*

*A tous mes frères et sœurs.*

*A tous mes très chers oncles et tantes qui me manquent grave. Ainsi qu'à toute la famille CHAOUCH*

*A mes très chers cousins et cousines sans exception.*

*A tous mes ami(e)s de Palestine, sans oublier les Algériens qui m'ont soutenu et qui sont toujours présent.*

*A toute la promotion 2018/2019*

*A toute ma famille et toutes les personnes qui m'aiment*

*Que dieu vous garde*

***ABDELBASSET***

# **I**ntrouction générale

Les constructions en béton armé ont souvent subi des dégâts importants lors des tremblements de terre majeurs, plus particulièrement les ossatures en portiques. Ces dégâts sont dus en général à une conception architecturale incorrecte du point de vue parasismique, un ferrailage inadéquat ou une mauvaise qualité d'exécution. La conception et le dimensionnement d'une structure que ce soit un bâtiment, un ouvrage d'art ou toute autre construction ayant une fonction particulière, ces ouvrages sont l'œuvre d'une équipe plus disciplinaire dont au moins un ingénieur Génie Civil.

L'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales. Le but de la présente étude est d'étudier une structure en béton armé d'un bâtiment, comportant un RDC plus 8 étages à destination d'habitation, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. En déterminant les sections de béton et d'acier nécessaires afin que la superstructure transmette sans contraintes majeures à l'infrastructure les charges qui lui sont appliquées.

Pour la modélisation de la structure, en utilise le logiciel de calcul par élément fini «**ROBOT2014** ».

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- Règles Parasismiques Algérienne (**RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48**).
  - Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2.**).
  - Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé (**BAEL 91**).
-

# Liste des figures

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Fig.I.01.	Diagramme de déformation-contrainte du béton (BAEL).....	07
Fig.I.02.	Diagramme Déformation - Contrainte d'acier .....	08

## Chapitre II : pré –dimensionnement

Fig.II.01.	Coupe A-A' de section de poteau.....	10
Fig.II.02.	Section de poteau (55x65) cm <sup>2</sup> .....	11
Fig.II.03.	Poutre principale (30x40) cm <sup>2</sup> .....	12
Fig.II.04.	Poutre secondaire (30x35) .....	12
Fig.II.05.	Coupe verticale d'un voile.....	13
Fig.II.06.	Plancher à corps creux .....	14
Fig.II.07.	Schéma des poutrelles .....	15
Fig.II.08.	Schéma d'Escalier .....	15
Fig.II.9.	Schéma isostatique d'Escalier .....	16
Fig.II.10.	Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.....	17
Fig.II.11.	Schéma d'un plancher d'étage courant .....	18
Fig.II.12.	Mur double cloison. ....	19
Fig.II.13.	Composants d'un palier de repos.....	20
Fig.II.14.	Composants d'un paillasse.....	20
Fig.II.15.	L'acrotère .....	21
Fig.II.16.	La surface afférente par poteau centrale.....	22
Fig.II.17.	coupe A-A des niveaux des étages.....	24
Fig.II.18.	Schéma de la surface de poteaux .....	26

## Chapitre III : Eléments secondaires

Fig.III.01.	Schéma isostatique de l'acrotère.....	29
Fig.III.02.	Schéma de sollicitations de l'acrotère.....	30
Fig.III.03.	Section de l'acrotère .....	31



<b>Fig.III.04.</b>	Ferraillage d'acrotère .....	34
<b>Fig.III.05.</b>	Corps Creux .....	35
<b>Fig.III.06.</b>	Types des plancher .....	37
<b>Fig.III.07.</b>	Les type des nervures .....	38
<b>Fig.III.08.</b>	Digramme des M et les l'effort T ELU de Plancher terrasse type01.....	40
<b>Fig.III.09.</b>	Digramme des M et les l'effort T ELS de Plancher terrasse type01.....	40
<b>Fig.III.10.</b>	Digramme des M et les l'effort T ELU de Plancher étage type01.....	41
<b>Fig.III.11.</b>	Digramme des M et les l'effort T ELS de Plancher étage type01.....	42
<b>Fig.III.12.</b>	Digramme des M et les l'effort T ELU de Plancher terrasse type02.....	42
<b>Fig.III.13.</b>	Digramme des M et les l'effort T ELS de Plancher terrasse type02.....	43
<b>Fig.III.14.</b>	Digramme des M et les l'effort T ELU de Plancher étage type02.....	44
<b>Fig.III.15.</b>	Digramme des M et les l'effort T ELS de Plancher étage type02.....	44
<b>Fig.III.16.</b>	Digramme des M et les l'effort T ELU de Plancher étage type03.....	45
<b>Fig.III.17.</b>	Digramme des M et les l'effort T ELS de Plancher étage type03.....	45
<b>Fig.III.18.</b>	Digramme des M et les l'effort T ELU de Plancher terrasse type03.....	46
<b>Fig.III.19.</b>	Digramme des M et les l'effort T ELS de Plancher terrasse type03.....	46
<b>Fig.III.20.</b>	Section de ferraillage de poutrelle et la Poutrelle .....	46
<b>Fig.III.21.</b>	Ferraillage de la dalle de compression .....	51
<b>Fig.III.22.</b>	Schéma de volée del'escalier RDC.....	52
<b>Fig.III.23.</b>	schéma statique de volée .....	53
<b>Fig.III.24.</b>	Diagramme de moment et l'effort tranchant.....	54
<b>Fig.III.25.</b>	Section à ferrailer.....	54
<b>Fig.III.26.</b>	Schéma de ferraillage de l'escalier.....	61
<b>Fig.III.27.</b>	Poutre Paliere.....	61
<b>Fig.III.28.</b>	section de la poutre paliere.....	62
<b>Fig. III.29.</b>	Diagramme de moment.....	62
<b>Fig.III.30.</b>	schéma de poutre à la torsion .....	64
<b>Fig.III.31.</b>	Schéma de ferraillage de la poutre palière.....	67

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

<b>Fig.IV.01.</b>	Action du vent .....	68
<b>Fig.IV.02.</b>	Répartition de la pression dynamique.....	70
<b>Fig.IV.03.</b>	Répartition des coefficients de pression (paroi verticale) sens Y.....	71
<b>Fig.IV.04.</b>	Répartition des coefficients de pression .....	72
<b>Fig.IV.05.</b>	Répartitions des coefficients de pression sens X .....	72

<b>Fig.IV.06.</b>	Répartitions des coefficients de pression (Acrotère) .....	73
<b>Fig.IV.07.</b>	La force résultante R se décompose en deux forces.....	76
<b>Fig.IV.08.</b>	Simulation de la force sismique .....	81
<b>Fig.IV.09.</b>	Spectre de Réponse .....	81
<b>Fig.IV.10.</b>	Premier variante des voiles.....	83
<b>Fig.IV.11.</b>	Vue en plan et en élévation de la proposition.....	84
<b>Fig.IV.12.</b>	Premier mode de vibration vue en plan (Premier variante).	85
<b>Fig.IV.13.</b>	Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).....	85
<b>Fig.IV.14.</b>	Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).....	85
<b>Fig.IV.15.</b>	Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation dans le sens X et Y.....	97

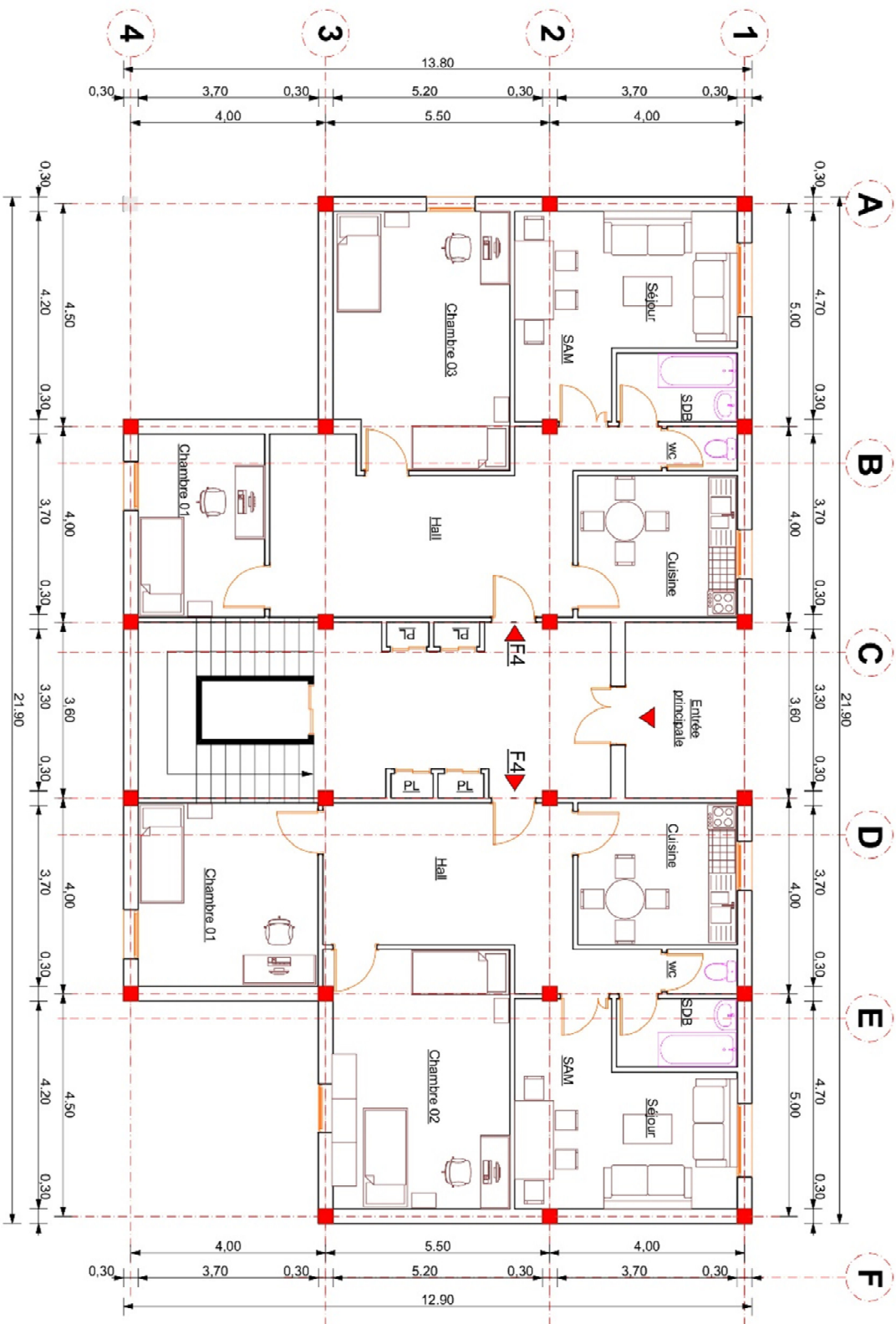
## **Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs**

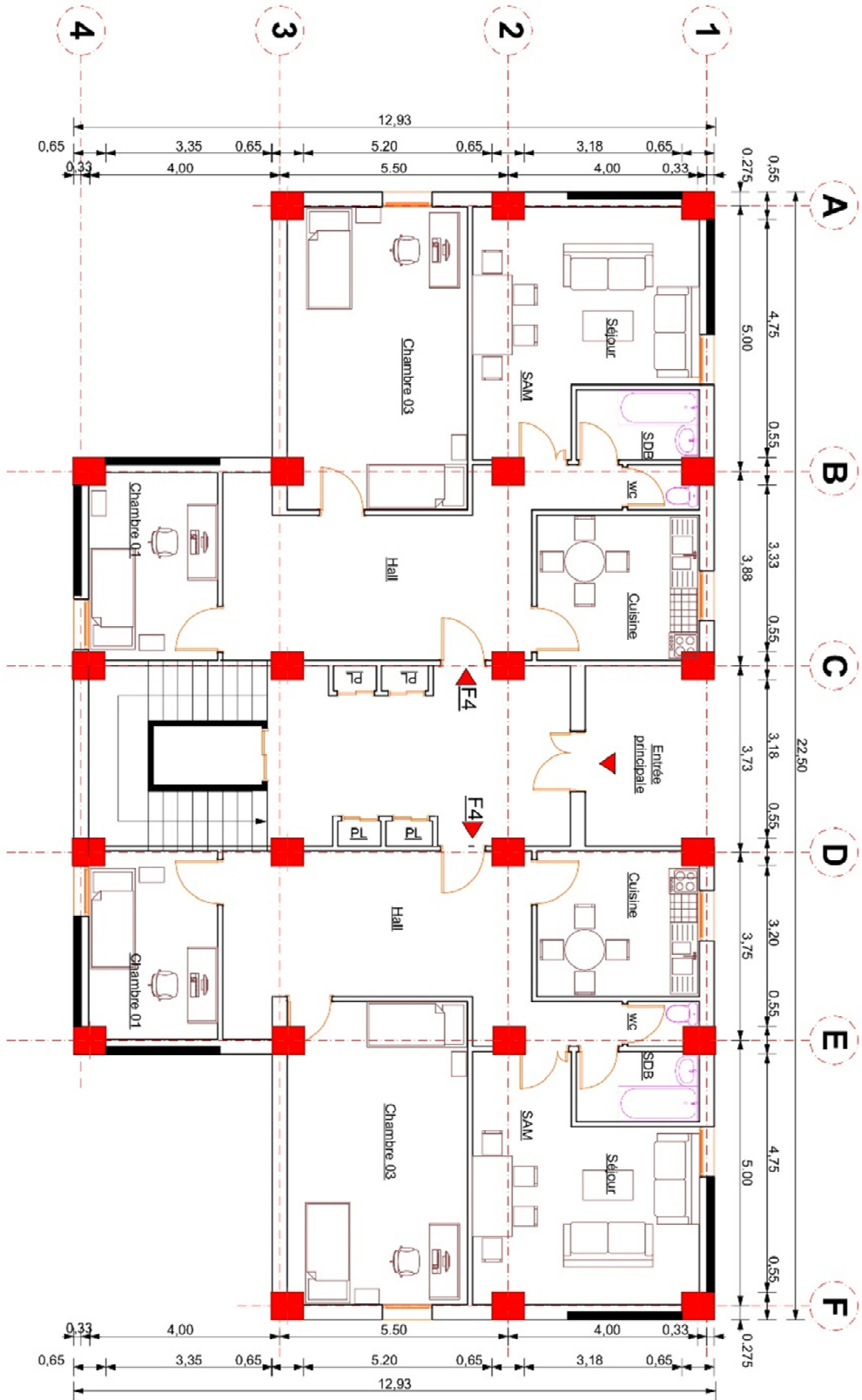
<b>Fig.V.01.</b>	Coupe de ferrailage de section de poteau .....	112
<b>Fig.V.02.</b>	Ferrailage de la poutre secondaire .....	123
<b>Fig.V.03.</b>	Ferrailage de la poutre principale.....	123
<b>Fig.V.04.</b>	Les sollicitations engendrées dans les voiles .....	124
<b>Fig.V.05.</b>	Ferrailage de la voile .....	130

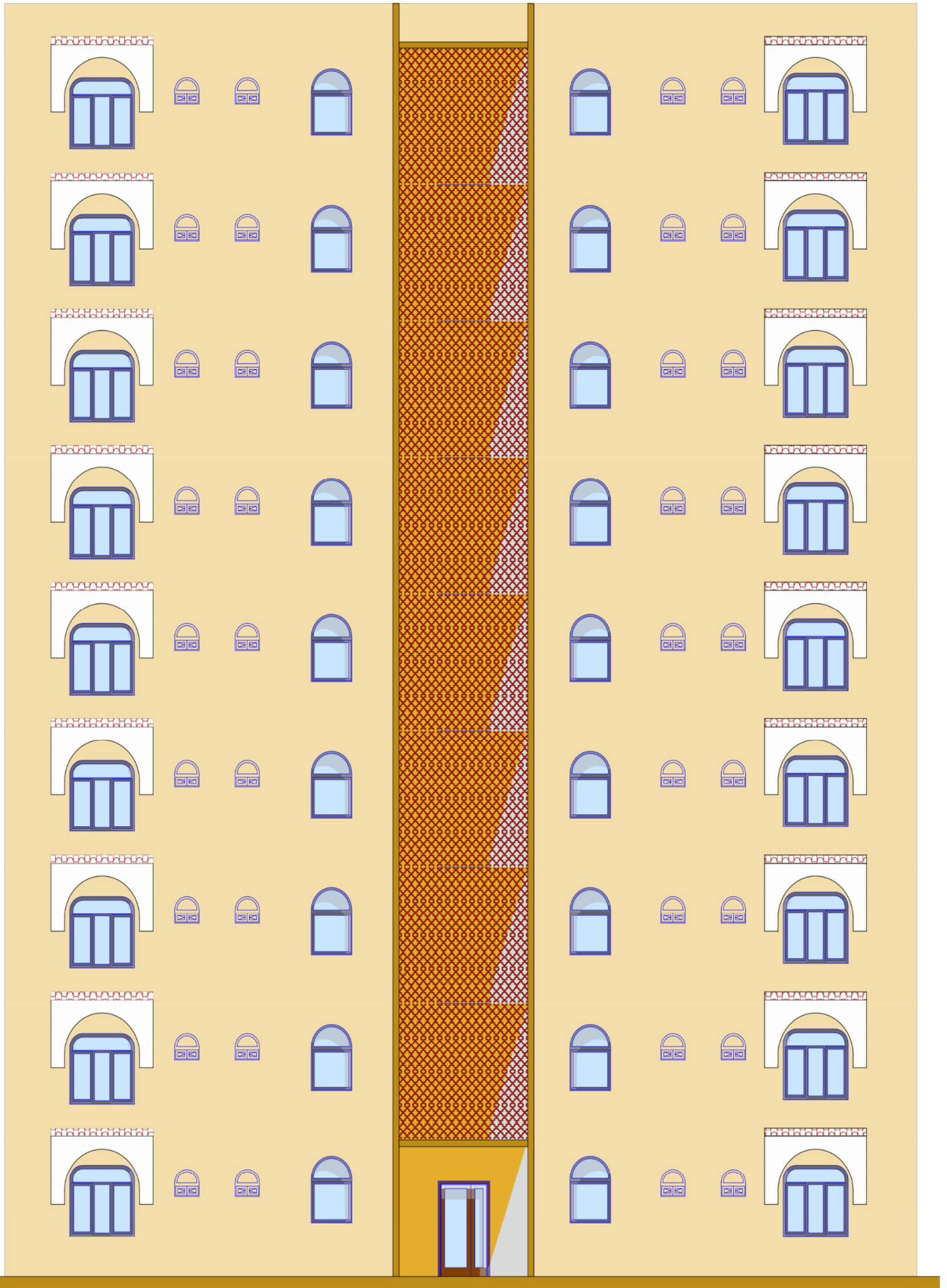
## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

<b>Fig.VI.01.</b>	Semelle de radier nervuré.....	135
<b>Fig.VI.02.</b>	Schéma de radier.....	138
<b>Fig.VI.03.</b>	Schéma isostatique et sollicitations de les débords .....	143
<b>Fig.VI.04.</b>	Sollicitation des nerverais sens X-X (ELU .....	145
<b>Fig.VI.05.</b>	Sollicitation des nerverais sens X-X (ELS). .....	146
<b>Fig.VI.06.</b>	Sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU). .....	147
<b>Fig.VI.07.</b>	Sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELS) .....	148
<b>Fig.VI.08.</b>	Ferrailage globale de radier .....	150
<b>Fig.VI.09.</b>	Ferrailage Nervure sur appuis de sens ( x-x) et sens ( y-y).....	151

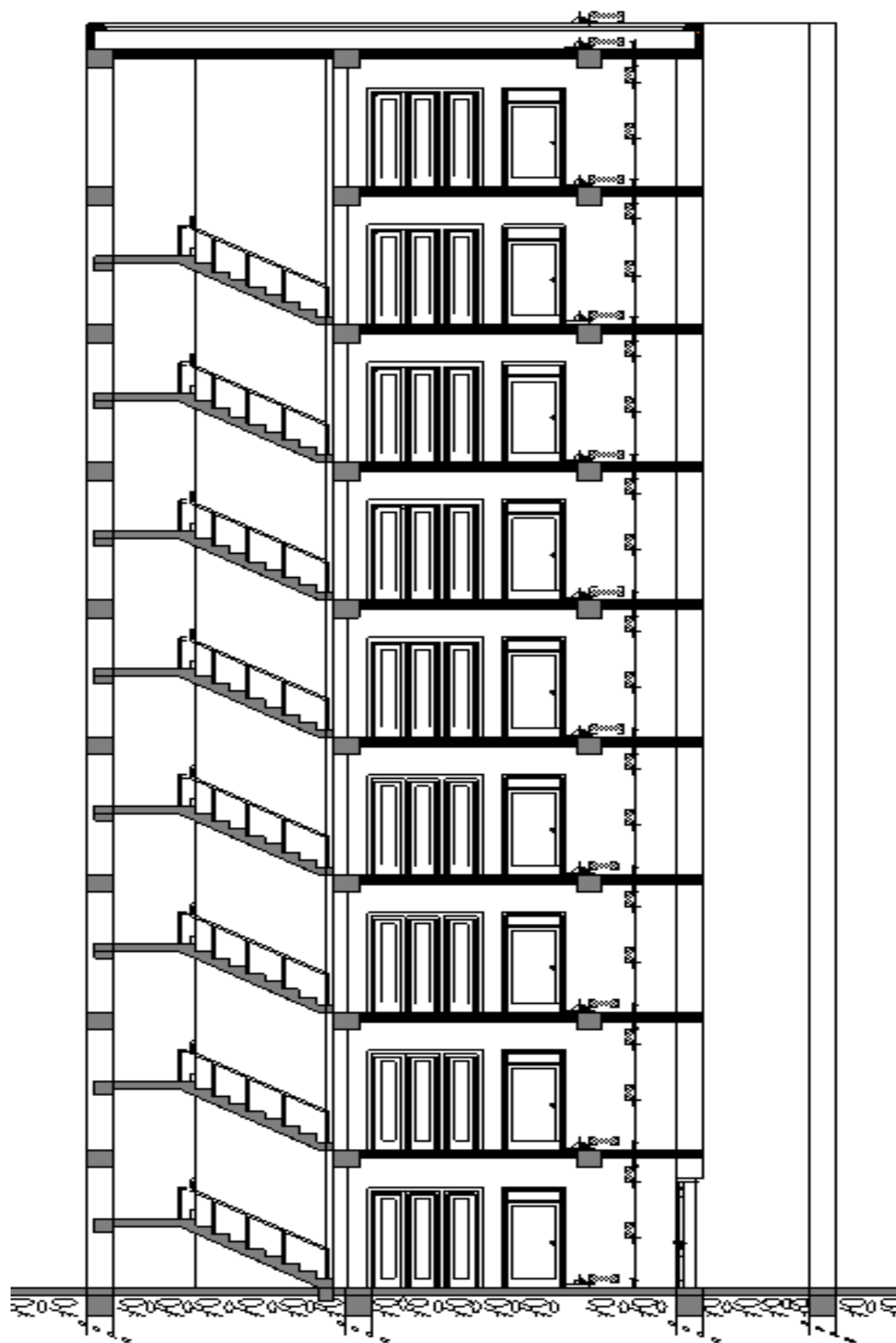
<b>Fig.VI.10.</b>	Ferraillage Nervure sur travers de sens ( x-x) et sens ( y-y).....	151
<b>Fig.VI.11.</b>	Ferraillage de longrine .....	153
<b>Fig.VI.12.</b>	Schéma de la dalle flottante .....	155







Façade principale Ech 1/100



[Coupe A-A Ech 1/100]

# *Remerciements*

*D'abord je tiens à remercier Dieu pour le courage, la force, la volonté et la santé qu'il m'a donnée.*

*Je remercie du cœur mes parents qui ont su m'aider tout le temps pour arriver à ce stade d'études.*

*Comme je remercie ma promotrice, M<sup>me</sup> BEN SMAIL MASOUDA pour son encadrement et ses exigences de faire un vrai travail de recherche scientifique.*

*Sans oublier l'ensemble du corps professoral de l'université de Biskra « **Mohamed Khider** » qui m'a encadrée tout au long de mon cycle universitaire.*

*Aussi, je tiens à remercier ce payé qui m'a ouvert ses portes et qui m'a offert la chance d'attendre ce niveau.*

*Enfin, nous remercions tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.*

***ABDELBASSET***



## Références Biographique

### 📖 Règlements

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- CBA : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- RNV99 : règlement Neige et vent.

### 📖 Livres

- Calcul des ouvrages en béton armé, **M.BELAZOUGUI**, Office des publication universitaires, répression 2004.
- Exercices de béton armé selon les règles BAEL83, **Pierre CHQRON**, Editions EYROLLES, réimpression 1982.

### 📖 POLY COPIE

- Dynamique des structures.....Pr.OUNIS Abdelhafid.
- Béton armé (3<sup>ème</sup> Licence en Génie Civil).....Dr.TAALLAH Bachir.

### 📖 Logiciels

- ROBOT 2014 .....Analyse des structures.
- AUTOCAD 2014 .....Dessin.
- WORD 2007 .....Traitement du texte.
- EXCEL 2007 .....Calcul.
- Scientific Work Place version 5.5.....Calcul.

# Sommaire

Introduction général .....	01
----------------------------	----

## Chapitre I : Présentation de projet

I.1. Description de l'ouvrage.....	02
I.2. Caractéristiques géométriques .....	02
I.3. Conception de la structure du bâtiment .....	02
I.4. Règles et normes de calcul.....	03
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	04
I.5.1. Béton .....	04
I.5.2. Acier.....	08
I.6. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet .....	09

## Chapitre II : Pré-dimensionnement

<b>II.1. Pré-dimensionnement .....</b>	<b>10</b>
II.1.1. Introduction .....	10
II.1.2. Pré-dimensionnement des éléments .....	10
II.1.2.1. Les poteaux .....	10
II.1.2.2. Les poutres .....	11
II.1.2.3. Les voiles .....	13
II.1.2.4. Les planchers .....	13
II.1.2.5. Les escaliers .....	15
<b>II.2. Descente des charges .....</b>	<b>17</b>
II.2. 1. Introduction .....	17
II.2. 1.2. Evaluation des charges appliquées .....	17
II.2. 1.2.1. Plancher terrasse inaccessible .....	17
II.2. 1.2.2. Plancher courant à usage d'habitation .....	18
II.2. 1.2.3. Murs extérieurs (30 cm) .....	18
II.2. 1.2.4. Murs extérieurs (10 cm).....	19
II.2. 1.2.7. L'escalier .....	19
II.2. 1.2.8. L'acrotère .....	21
▪ Descente des charges sur les poteaux .....	22

## **Chapitre III: Elements secondaires**

III.1.L'Acrotère .....	29
III.2 .Les planchers à corps creux .....	35
III.4. Les Escaliers .....	52

## **Chapitre IV: Etude dynamique**

IV.1.Etude au Vent .....	68
1. Introduction .....	68
2. Action due au vent .....	68
<b>IV.2. Etude sismique</b> .....	78
IV .2.1. Introduction .....	78
IV.2.Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques ...	78
IV2.3. Calcul Des Actions Sismiques .....	80
IV2.4 .Analyse de la structure .....	83
IV.2.5. Distribution des L'effort tranchant.....	86
IV 6 .Calcul Des Actions Sismiques selon la méthode statique équivalanat.....	86
IV 7.Caractéristiques géométriques des masses.....	90
IV 7.1 .Centre de masse .....	90
IV 7.2. Centre de rigidité.....	90
IV 7.3 .Calcul de IV l'excentricité.....	91
IV 7.4 .Calcul des déplacement relatifs horizontaux .....	93
IV 7.5 . Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble .....	95
IV 8. Conclusion .....	98

## **Chapitre V: Ferrailage des elements porteurs**

V .1. Ferrailage des poteaux .....	99
V .2. Ferrailage des poutres .....	113
V .3.Ferrailage des Voiles .....	124

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

VI .1.Introduction .....	131
VI .2 .Etude des fondations .....	131
VI .3. Calcul le Radier .....	134
VI. 4.Vérifications de radier .....	136
VI. 5. Ferrailage du radier .....	139
VI .6.Longrine.....	152
VI .7. La dalle flottante .....	153
Conclusion général .....	156
Références Biographique .....	157

## I. Présentation

### I.1. Introduction :

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs de la structure.

#### ▪ Présentation de l'ouvrage de l'étude :

Le présent projet est un bâtiment (R+8) à usage d'habitation. Les ossatures constituées de portiques et voiles dont le système de contreventement est mixte. Le bâtiment est implanté à **BEJIA**, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de moyen sismicité (zone IIa).

#### I.1.1 : Dimensionnement en plan:

Pour la longueur et la largeur du bâtiment voir le plan architectural

- Hauteur totale du bâtiment : **24.48m.**
- Hauteur du RDC : **3,06m et**
- Hauteur des étages courants : **3.06m.**
- Largeur en plan **12.90m.**
- Longueur en plan **22.50 m.**

## I. 2. Conception de la structure du bâtiment

### **a-Plancher**

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Absence des charges concentrées importante sur le plancher.
- Ces dalles sont plus légères que la dalle pleine.
- Nécessite peu de coffrage.

- Bonne isolation thermique et phonique.

**b-Poutres**

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

**c-Poteaux**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharges et charges ramenées par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

**d-Escalier**

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 8<sup>ième</sup> étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

**e-Les murs**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creuses de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10 cm.

**f-Revêtement**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en mortier de ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

**I.3. Règles et normes de calcul :**

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques Algériennes (**RPA 99.V 2003**).
- Les règles **BAEL 91**.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR-B.C 2.2**)
- Les règles **BAEL 83**.

## I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les éléments porteurs du bâtiment sont construits en béton armé

**Le béton arme = béton + aciers**

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents :

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

Les matériaux retenus doivent présenter une résistance à la traction et au cisaillement suffisante ainsi qu'une ductilité, leur permettant de conserver leur caractéristique mécanique sous les déformations consécutives aux mouvements sismiques. Les assemblages sont conçus de manière à ne pas présenter de points faibles.

### I.5.1. Béton: (BAEL91 A.2.1)

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciments) et d'eaux dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre.

#### I.5.1.1. Composition du béton

Pour obtenir une résistance à 28 jours de **25 MPa**, on utilisera pour **1m<sup>3</sup>** de béton les composants suivants :

- **Ciment**

Le ciment est un liant, une matière pulvérulente, formant avec l'eau ou avec une solution saline une pâte homogène et plastique, capable d'agglomérer, en durcissant, des substances variées appelées agrégats ou granulats.

Le ciment utilisé pour les éléments de la superstructure est un **CPJ 42.5**, et Le ciment utilisé pour les éléments de l'infrastructure un **CRS 42.5**.

- **Sable**

Le sable est un matériau granulaire constitué de petites particules provenant de la désagrégation d'autres roches dont la dimension est comprise entre 0 et 5 mm.

Le dosage du Sable.

- **Gravier**

Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 mm.

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

- ✓ Le dosage des granulats.
- ✓ Le dosage de l'Eau.

### I.5.1.2. Résistance du béton à la compression

Elle est représentée par le symbole  $f_c$  et obtenue en écrasant des éprouvettes cylindriques ou cubiques. Le B.A.E.L opte pour des éprouvettes cylindriques droites de révolution de  $200 \text{ cm}^2$  ( $\Phi = 16 \text{ cm}$ ) de section et une hauteur double du diamètre (32cm).

La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivante :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \rightarrow \text{pour } j < 28 \text{ jours} \\ f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \rightarrow \text{pour } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

On peut alors évaluer la valeur de  $f_{cj}$  par la première formule ci-dessus pour  $28 < j < 60$ , avec  $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$  pour  $j \geq 60$ .

$f_{cj}$  : la résistance à la compression à  $j$  jour.

$f_{c28}$  : la résistance à la compression à 28 jours ; on appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

### I.5.1.3. Résistance à la traction

Elle est représentée par le symbole  $f_{tj}$ , cette résistance est une fraction de la résistance à la compression Elle est définie conventionnellement par la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{t8} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

### I.5.1.4. Modules de déformation longitudinal

On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à



24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

**- Le module de déformation longitudinale instantanée  $E_{ij}$**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ D'où: } E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

**- Le module de déformation longitudinale différé  $E_{vj}$**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ D'où: } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

**- Module d'élasticité  $E$**

C'est le rapport entre les contraintes appliquées  $u$  et la déformation relative

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Ce module n'est définissable que dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations.

**- Module de déformation transversale**

Sa valeur est donnée par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

**I.5.1.5. Coefficient de Poisson**

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

**Avec :**

$\xi_t$ : Déformation limite transversale.

$\xi_L$ : Déformation limite longitudinale.

$\nu = 0.0$  dans le cas des **ELU**

$\nu = 0.2$  dans le cas des **ELS**

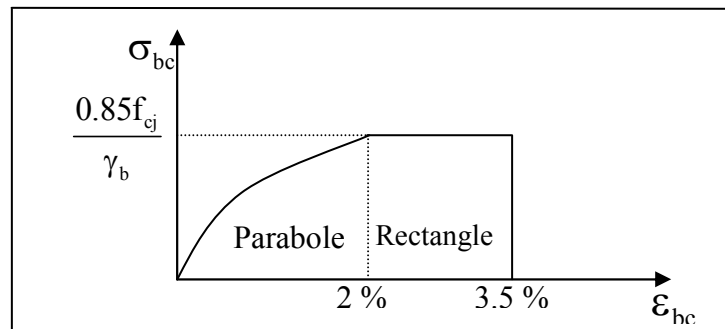
### I.5.1.6. La contrainte de béton à l'état limite ultime

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 : \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1.5 : \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} : \text{action courantes} \\ 18.45 \text{ MPa} : \text{action accidentelles} \end{cases}$$

0.85 = coefficient réducteur



**Fig.I.01. Diagramme de déformation-contraainte du béton (BAEL).**

-Contrainte limite de cisaillement.

Elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{cj}, 4\text{Mpa})$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{cj}, 3\text{Mpa})$

- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de  $45^\circ$  alors.

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5\text{MPa})$$

- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre  $45^\circ$  et  $90^\circ$ , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.

- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$V_u$  = effort tranchant ultime de calcul

$b_0$  = largeur de la pièce

$d$  = hauteur de la pièce

### I.5.2.Acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances ( $F_e E_{215}$  ;  $F_e E_{235}$ ) correspondant à des limites d'élasticité de 215MPa et 235MPa. Pour les barres à haute adhérence les nuances sont ( $F_e E_{400}$  ;  $F_e E_{500}$ ) correspondant à des limites d'élasticité de 400MPa et 500MPa.

#### I.5.2.1.Diagramme déformation-contrainte: (BAEL91 A 2.2.2)

Dans les calculs de béton armé aux états limites on remplace le diagramme réel par un diagramme conventionnel et on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  ayant les valeurs suivantes

- $\gamma_s = 1,15$  (cas courants)
- $\gamma_s = 1$  (combinaisons accidentelles)
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$  si  $\gamma_s = 1,15$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$  si  $\gamma_s = 1$

On adopte le diagramme linéaire suivant E.LS : (BAEL91 A.4.5, 33)

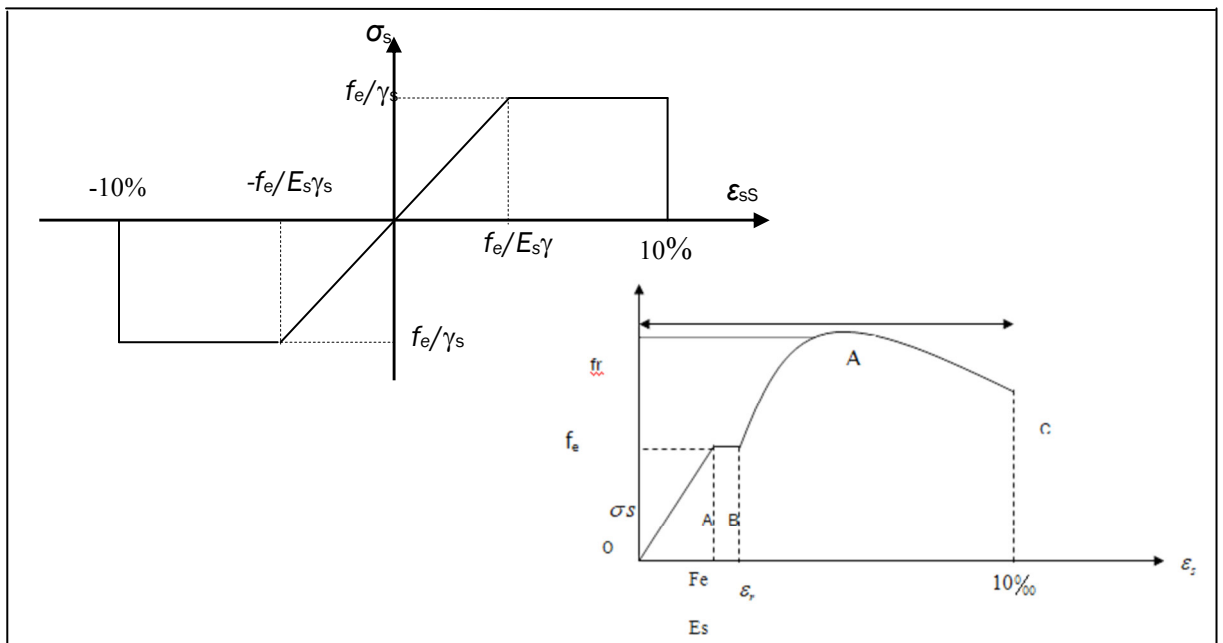


Fig.I.02.Diagramme Déformation - Contrainte d'acier.

**I.5.2.2. Vérification des armatures à l'état limite de service**

- En fissuration préjudiciable pas de vérification
- En fissuration préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$$

- En fissuration très préjudiciable : il faut que

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5 f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 164.973 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$\eta$  : coefficient de fissuration

- $\eta = 1$  pour les ronds lisses
- $\eta = 1,6$  pour les barres à haute adhérence

**I.6. Choix des matériaux dans l'élaboration du projet****A) Béton :**

- Ciment CPJ dosé à 350 kg / m<sup>3</sup>
- $F_{C28} = 25 \text{ Mpa}$
- $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$
- $F_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$
- $E_{ij} = 32164.195 \text{ Mpa}$
- $E_{vj} = 10818.78 \text{ Mpa}$
- $\gamma_b = 1.5$

**B) Acier :**

- Des barres (HA) :  $F_e$  E400
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\eta = 1.6$
- $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$

## II.2. Descente de charge

### II.2.1.Introduction

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades ..... etc.) et les charges d'exploitations.

#### Rôle de descente des charges

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

### II.2.Evaluation des charges appliquées

#### II.2.1.Plancher terrasse inaccessible

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (N/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (N/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	20000	1000
2	Etanchéité multicouches	0.02	6000	120
3	Isolation thermique	0.04	4000	160
4	Béton de pente.	0.12	22000	2640
5	Plancher à corps creux	0.20	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>6680(N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>1000 (N/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau II.1: Charge permanente du plancher terrasse.

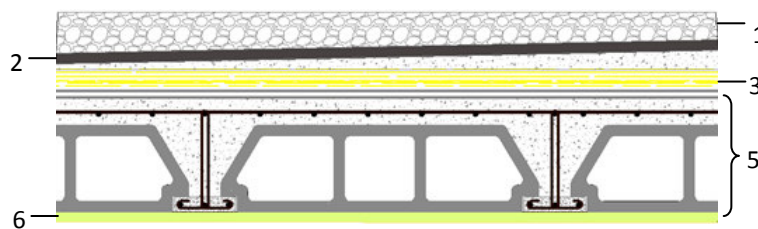


Fig II.10: Composants d'un Plancher terrasse inaccessible

## II.2.2. Plancher courant à usage d'habitation

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (N/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22000	40
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle en corps creux	0.2	14000	320
5	Enduit de plâtre	0.02	10000	200
6	Cloisons	-	-	1000
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>5560(N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>1500(N/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau. II.2: Charge permanente du plancher courant en corps creux

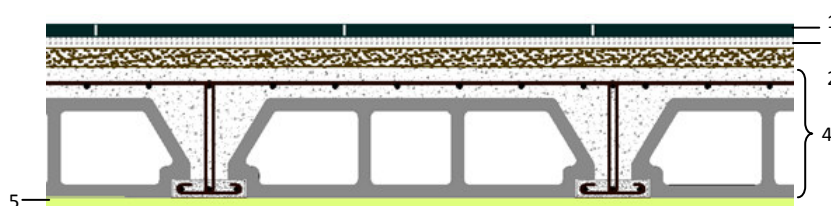


Fig II.11: Composants d'un plancher courant en corps creux.

## II.2.3. Murs extérieurs (30 cm)

N°	Composants	Épaisseur	Poids volumique (N/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (N/m <sup>2</sup> )
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	1000	200
2	Brique creuse	0.10	9000	900
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.15	9000	1350
5	Enduit en plâtre intérieur	0.02	10000	200
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>2810 (N/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau II.3: Charge permanente du mur double cloison.

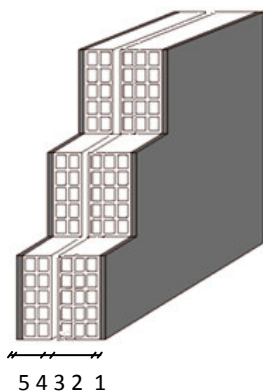


Fig II.12: Mur double cloison.

## II.2.4. Murs intérieur (10 cm)

N°	Composants	Épaisseur	Poids volumique (N/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (N/m <sup>2</sup> )
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	18000	360
2	Brique creuse	0.10	----	900
3	Enduit extérieur en ciment	0.02	18000	360
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>1620 (N/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau II.4: Charge permanente du mur intérieur

## II.2.7. L'escalier

- Palier de repos

N°	Composants	Épaisseur	Poids volumique (N/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Palier	0.15	25000	3750
4	Enduit en mortier de ciment	0.02	10000	200
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>4790N/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>2500N/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.5: Charge permanente et Surcharge d'exploitation de Palier

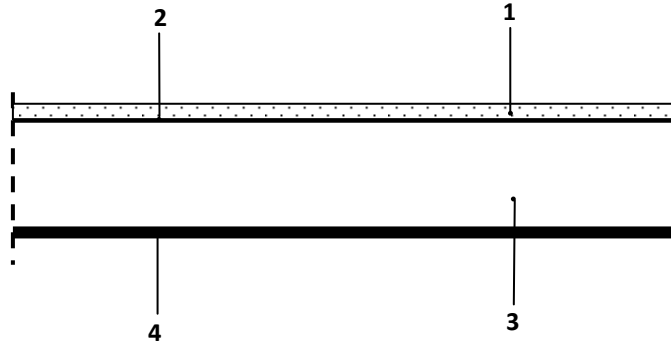


Fig II.13. Composants d'un palier de repos

- Volée (paillasse):

- Épaisseur de marche =  $0.5h = 0.5 \times 0.17 = 0.085$  m

- Épaisseur de paillasse =  $e/\cos \alpha = 0.16/\cos 32.5 = 0.189$  m

N°	Composant	Épaisseur	Poids volumique (N/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (N/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement de charge	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	La marche	0.085	20000	1870
4	Paillasse	0.89	25000	4140
5	Enduite	0.02	10000	200
<b>Charge permanente</b>			<b>G</b>	<b>6850 N/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q</b>	<b>2500 N/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.6: Charge permanente et Surcharge d'exploitation de Volée (paillasse)

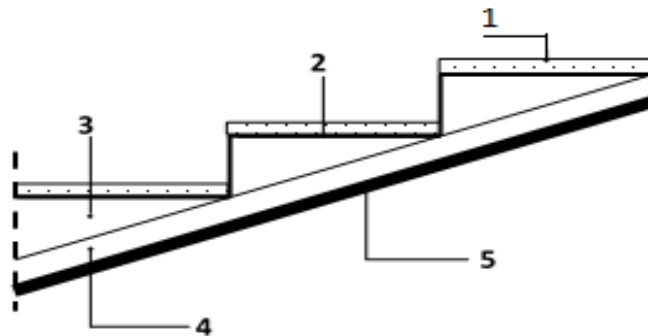


Fig II.14 : Composants d'un paillasse.

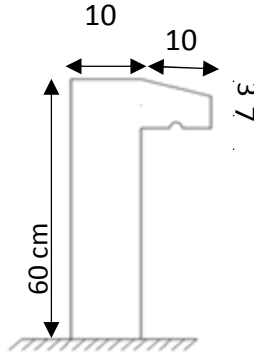


### II.2.8. L'acrotère

#### Charge permanente

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100\text{cm}$
- Hauteur  $H=60\text{cm}$
- Epaisseur  $e=10\text{cm}$



**Fig II.15:** L'acrotère

Surface de l'acrotère =  $(0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \rightarrow S_T = 0,0685 \text{ m}^2$

**G1** : poids de l'acrotère par mètre linéaire

**G2** : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$G_2 = 1 \times 0.6 \times 180 = 108 \text{ N/ml}$$

Le poids propre  $G = G_1 + G_2 = 1712.5 + 108 = 1820.5 \text{ N/ml}$

D'après D.T.R.BC.2.2

**Q** : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est égale à  $1000 \text{ N/m}^2$

$$\begin{cases} G = 1820.5 \text{ N/ml} \\ Q = 1000 \text{ N/ml} \end{cases} \text{ Dans une bande d'un mètre de largeur}$$

**D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)**

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

$C_p$  : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (IIa) donc :

$A = 0.1$  selon le tableau 4.1

$C_p = 0.80$  élément en console tableau 6.1, donc :

$$F_p = 4 \times 0.1 \times 0.80 \times 1820.5 \Rightarrow F_p = 582.56 \text{ N/ml.}$$

582.56 N/ml. < 1000 N/ml.

$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml}$ .

$G = 1820.5 \text{ N/ml} \quad Q = 1000 \text{ N/ml}$

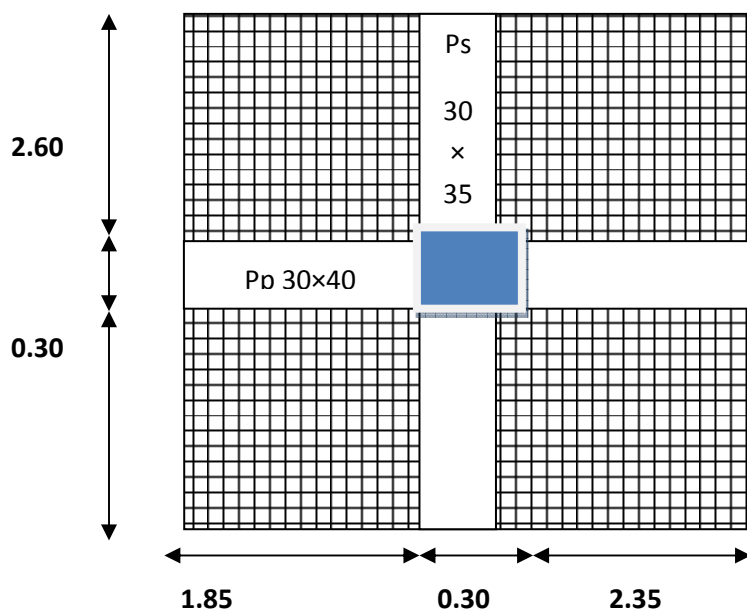
**II.2.9. Loi de dégression : DTR B.C.2.2 (art 6.3 page 17)**

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

- pour le toit ou terrasse :  $Q_0$
- Pour le dernier étage :  $Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,9 Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,8 Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0,5 Q$  (valeur conservée pour les étages inférieurs suivant)

**▪ Descente des charges sur les poteaux (B-2) :**



**Fig.II.16 : La surface afférente par poteau centrale.**

$$S_G = (2.60 + 1.85) * (1.85 + 2.35) = 18.69 \text{ m}$$

$$S_G = 18.69$$

$$S_{Q(\text{terasse})} = (2.60 + 1.85 + 0.3) * (1.85 + 2.35 + 0.3) = 21.37$$

$$S_{Q(\text{étage})} = 21.37 - (0.55 * 0.65) = 21.01$$

**H poteau** : 3.06m pour chaque niveau

- **La surface afférente pour la charge permanente:**

❖ **Calcul du poids propre :**

➤ **Poids des planchers**

• **Terrasse inaccessible**

$$\begin{cases} G \text{ corps creux} = 6.68 \times 18.69 = 124.85 \text{ KN.} \\ Q \text{ corps creux} = 1 \times 21.37 = 21.37 \text{ KN.} \end{cases}$$

• **Plancher l'étage courant**

$$\begin{cases} G = 5.56 \times 18.69 = 103.91 \text{ KN.} \\ Q = 1.5 \times 21.01 = 31.51 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ **Poids des poutres**

○ **Poutres principales(PP):**

$$P_{pp} = L_{pp} \times S \times 25 = 25 \times (0.30 \times 0.4) \times 4.2 \Rightarrow P_{pp} = 12.6 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires (PS): } P_{ps} = L_{ps} \times S \times 25 = 25 \times (0.30 \times 0.4) \times 4.45 \Rightarrow P_{ps} = 13.35 \text{ KN}$$

$$G_{poutre} = 12.6 + 13.35 = 25.95 \text{ KN}$$

○ **Poteaux :**  $P = S \times 25 \times h_e$

$$P_{pot} = 27.34 \text{ KN}$$

• **La loi de dégression des charges d'exploitations :**

• **Loi De Dégression: DTR B.C.2.2**

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

- Pour le toi ou terrasse :  $Q_0$
- Pour le dernier étage :  $Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0,5Q$

(Valeur conservée pour les étages inférieurs suivants)

**Tableau récapitulatif du poids des éléments :**

Les résultats de la descente de charge pour le poteau P1 sont dans les tableaux suivant:

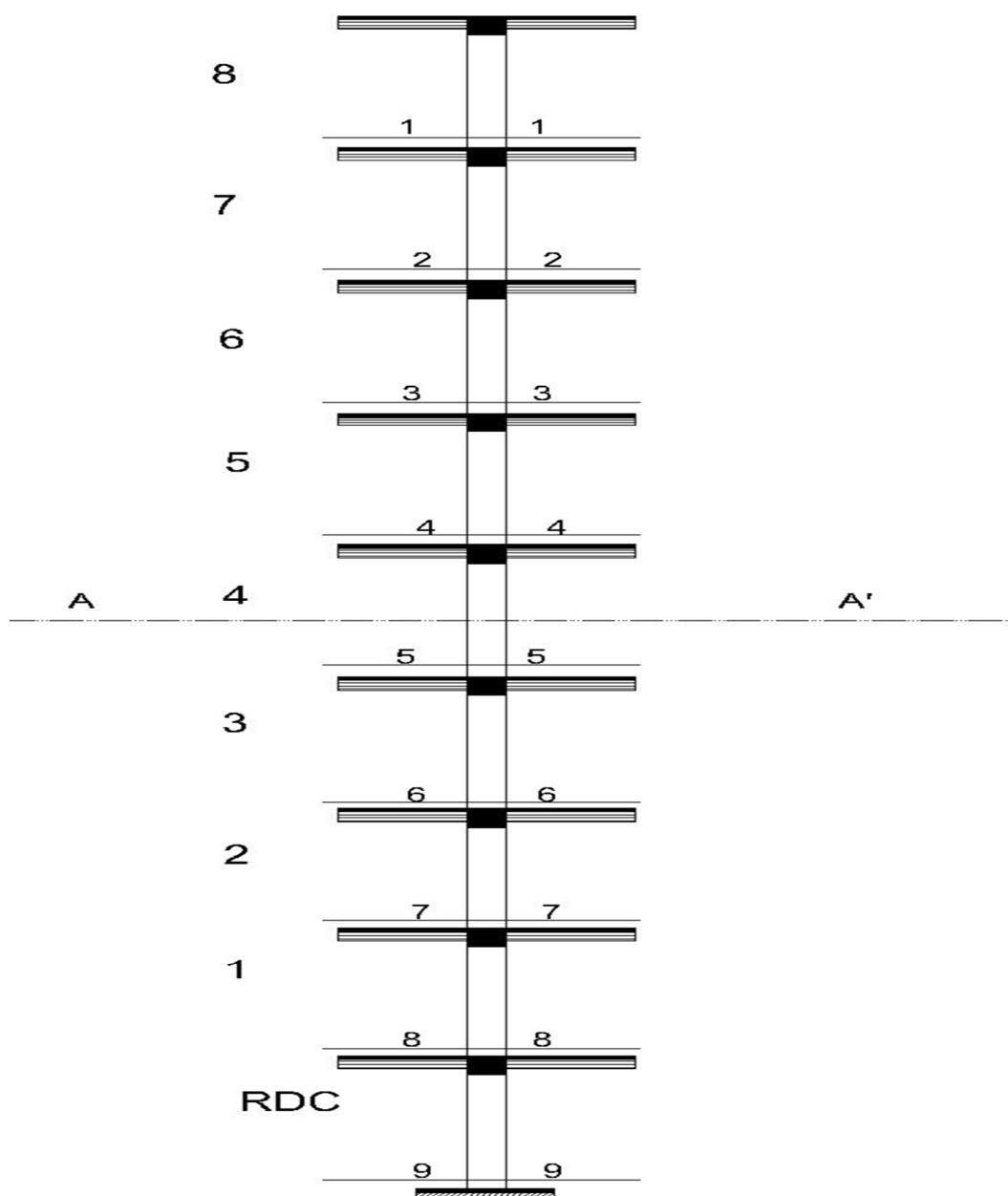


Fig.II.17 : Coupe A-A des niveaux des étages

Tableau. II.7 Descente des charges - Poteau Intermédiaire

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse	124.85	21.37
	Poutre P (30×40) cm <sup>2</sup>	12.6	
	Poutre. S (30×35) cm <sup>2</sup>	13.35	
	Poteau (55×65) cm <sup>2</sup>	27.34	
	Total	178.14	21.37
N1	Venant de N0	178.14	21.37+ 31.51= 52.88
	Plancher d'étage (20+4)	103.71	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	12.6	
	PS (30×35) cm <sup>2</sup>	13.35	
	Poteau (55×65) cm <sup>2</sup>	27.34	
Total	335.14	52.88	
N2	Venant de N1	335.14	52.88 + 0.9×31.55 = 80.915
	Plancher d'étage (20+4)	103.71	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	12.6	
	PS (30×35) cm <sup>2</sup>	13.35	
	Poteau (55×65) cm <sup>2</sup>	27.34	
Total	492.14	80.915	
N3	Venant de N2	492.14	80.915+31.51×0.8 =109.31
	Plancher d'étage (20+4)	103.71	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	12.6	
	PS (30×35) cm <sup>2</sup>	13.35	
	Poteau (55×65) cm <sup>2</sup>	27.34	
Total	649.14	109.31	
N4	Venant de N3	649.14	109.31 + 0.7×31.51=131.36
	Plancher d'étage (20+4)	103.71	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	12.6	
	PS (30×35) cm <sup>2</sup>	13.35	
	Poteau (55×65) cm <sup>2</sup>	27.34	
Total	806.14	131.36	
N5	Venant de N4	806.14	131.36+0.6×31.51=150.27
	Plancher d'étage (20+4)	103.71	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	12.6	
	PS (30×35) cm <sup>2</sup>	13.35	
	Poteau (55×65) cm <sup>2</sup>	27.34	
Total	963.14	150.27	
N6	Venant de N5	963.14	150.27 +0.5×31.51=166.90
	Plancher d'étage (20+4)	103.71	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	12.6	
	PS (30×35) cm <sup>2</sup>	13.35	
	Poteau (55×65) cm <sup>2</sup>	27.34	
Total	1120.14	166.02	
N7	Venant de N6	1120.14	166.02+0,5×31.51=181.77
	Plancher d'étage (20+4)	103.71	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	12.6	
	PS (30×35) cm <sup>2</sup>	13.35	
	Poteau (55×65) cm <sup>2</sup>	27.34	
Total	1277.14	183.01	
N8	Venant de N7	1277.14	181.77+0.5×31.51=199.12
	Plancher d'étage (20+4)	103.71	
	PP (30×40) cm <sup>2</sup>	12.6	
	PS (30×35) cm <sup>2</sup>	13.35	
	Poteau (55×65) cm <sup>2</sup>	27.34	
Total	1434.14	197.52	

$$N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t = 2232.36 \text{ KN}$$

$$N_s = G_t + Q_t = 1631.66 \text{ KN}$$

### II.2.8. Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4, 1)

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égale à la valeur

$$\text{suivante : } N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q$$

-  $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50;$$

$$\alpha = 0,60 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

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

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

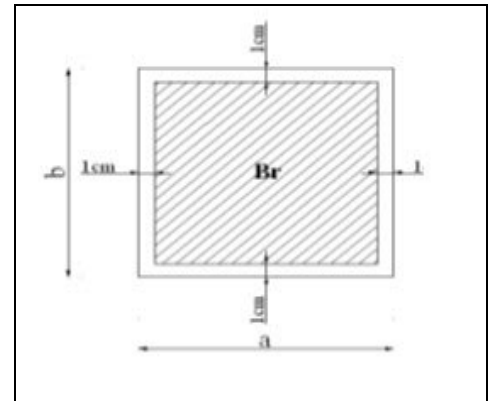


Fig.II.18. Schéma de la surface de poteaux

### Vérification du poteau à la base « poteau du RDC (60\*65)cm<sup>2</sup>

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.55} = 13.49$$

$$\lambda = 13.49 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.74$$

$$\alpha = 0.74$$

Pas de risque de flambement.

- $B_r$ : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (55-2).(65-2) = 3339\text{cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

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

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

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max ( 4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B )$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 55 \times 65}{100} = 7.15\text{cm}^2 \\ 4 \frac{2.(b+h)}{100} = 8 \frac{(55+65)}{100} = 9.6\text{cm}^2 \end{array} \right\} = 9.6\text{cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \%B \quad (\text{zone IIa})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (55 \times 65) = 28.6 \text{ cm}^2$$

**Tableau Récapitulatif :**

Niveau	N <sub>u</sub> (KN)	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (mm <sup>2</sup> )	A (mm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (mm <sup>2</sup> )	$\bar{N}$ (KN)	condition
RDC+8	2232.360	960	2860	2860	3339	1056.615942	vérifiée

❖ **Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :**

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

Où:

N<sub>d</sub>: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B<sub>c</sub>: est l'aire (section brute) de cette dernière

F<sub>cj</sub>: est la résistance caractéristique du béton

$$.N_d = N_s = G_t + Q_t = 1631.66 \text{ KN}$$

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{1631660}{650 \times 550 \times 25} \equiv 0,18$$

$$v = 0,18 < 0,30 \dots \dots \dots \text{conditn.verifier}$$

Donc : on garde les dimensions de poteau (60 × 65) cm<sup>2</sup>

## II.6. Conclusion :

Après le pré dimensionnement des éléments structuraux et après avoir fait toutes les vérifications nécessaires par (RAP99/2003 et CBA93) on adopte pour les éléments les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales : 30 × 45 cm<sup>2</sup>.
- ✓ Poutres secondaires : 30 × 40 cm<sup>2</sup>.

Poteaux de RDC +8 : 55 × 65 cm<sup>2</sup>.



## II. Pré-dimensionnement

### II. 1.Pré-dimensionnement

#### II.1.1.Introduction

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous référons aux recommandations du RPA99/version 2003 et (BAEL 91).

#### La transmission des charges se fait comme suit

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol

#### II.1.2.pré-dimensionnement des éléments

##### II.1.2.1. Les poteaux

Sont des éléments porteurs verticaux avec le rôle de :

- Supporter les charges verticales.
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux poutre pour résister les efforts Hz.

On dimensionne la section du poteau comme doivent satisfaire aux :

Conditions de RPA 99 v 2003 (Art 7.4.1) : on **zone IIa**

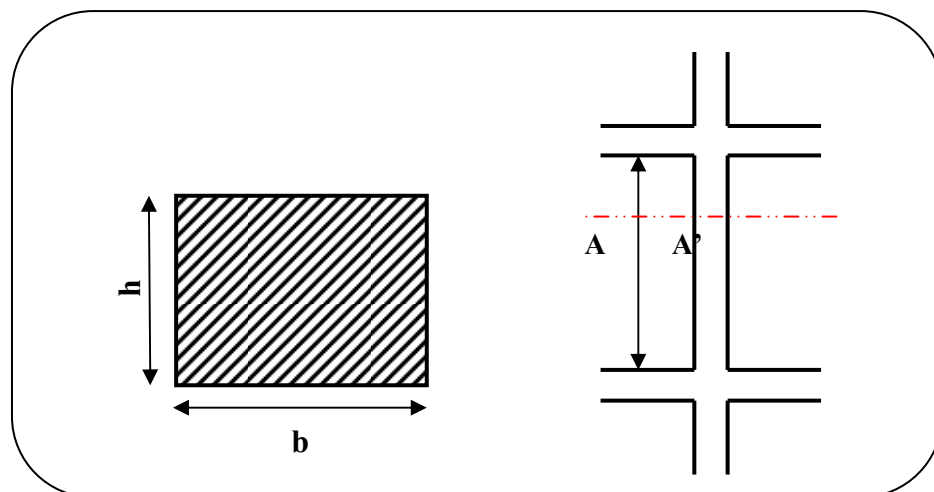


Fig. II.01: Coupe A-A' de section de poteau.

$$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

$$\bullet \text{ Les exigences de RPA } \left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

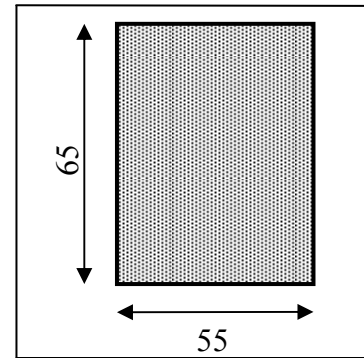


Fig.II.02. Section de poteau (55×65) cm<sup>2</sup>

On dimensionnée la section de poteaux par :

- 1) La condition de règle BAEL 91.
- 2) La condition de règle (RPA 99 v 2003).

On adopte section de (55x65) cm<sup>2</sup>

**b. Vérification vis-à-vis du RPA 99 version 2003 (ART 7.4.1) :(en zones II.a)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \longrightarrow 55 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \text{Min (b, h)} \geq 266 / 20 \longrightarrow 65 \geq 13.30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ 1/4 < b/h < 4 \longrightarrow 1/4 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

**II.1.2.2.Les poutres**

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

✓ Selon BAEL91 :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

L<sub>max</sub>: Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

✓ Vérification d'après RPA99 version 2003 art.7.5.1. :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

**II.1.2.2.1. Les poutres principales**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

• Par BAEL 91 :

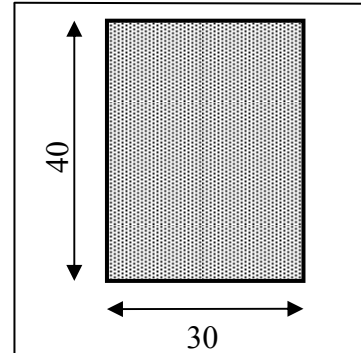
**1- Les poutres principales**

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

$L = 500m$

$33.33cm \leq h \leq 50cm \Rightarrow$  On adopte  **$h = 40 \text{ cm}$**

$15 \leq b \leq 20 \Rightarrow$  On adopte  **$b = 30cm$**



**Fig.II.03. Poutre principale (30×40) cm<sup>2</sup>**

**Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \\ h = 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \\ h / b = 1.33 < 4.00 \end{array} \right.$$

**II.1.2.2.2. Les poutres secondaires**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{(Condition de flèche).}$$

$L_{max}$  : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

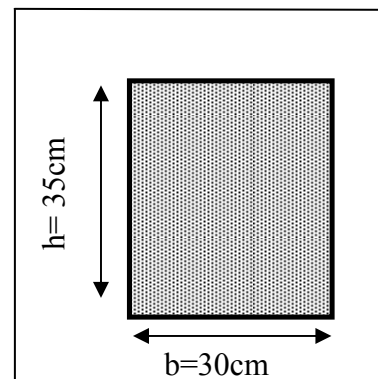
$L_{max} = 500cm \Rightarrow 33.33cm \leq h \leq 50cm.$

On prend:  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30cm.$

**Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \\ h = 35 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \\ h / b = 1.17 < 4.00 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \end{array} \right.$$



**Fig.II.04. Poutre secondaires (30×35) cm<sup>2</sup>**

### II.1.2.3. Les voiles

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des Conditions de rigidité. Dans notre cas :

Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq h_e/20$$

$$h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66\text{m.}$$

$$a \geq \max\left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right].$$

$$a \geq \max\left[\frac{266}{20}; 15\text{cm}\right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow a \geq \max[13.3; 15\text{cm}]$$

Soit  $a = 15\text{ cm}$ .

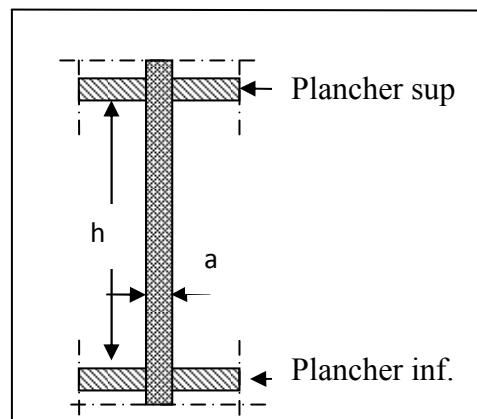


Fig.II.05. coupe verticale d'un voile.

### II.1.2.4. les planchers

#### II.1.2.4.1. Planchers à Corps Creux

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le BAEL91 (art. B.6.8.4.2.3).

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

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

$L$  : Longueur de la poutrelle entre nus d'appuis.

$h_t$  : Hauteur du plancher.

$$L = \min(L_x^{\max}, L_y^{\max})$$

$$L = 470\text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{470}{22.5} = 20.88\text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(20 + 4) = 24\text{ cm}$ .

**Avec :**

20 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

### Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation, on doit vérifier la condition suivante :

$$h_{\min} \geq 20\text{cm}, \dots \dots \dots 20\text{cm} \geq 16\text{cm}.$$

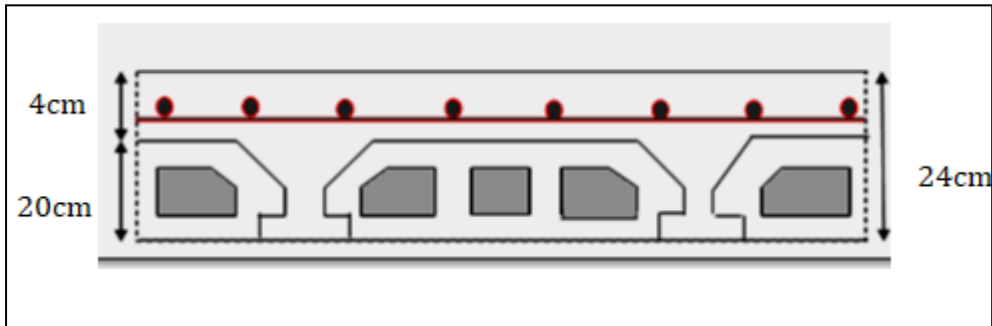


Fig.II.06.Plancher à corps creux.

### Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

- Soit  $b_0 = 10\text{cm}$ .
- Le hourdis choisi est normalisé de hauteur 20cm et de longueur 55cm.
- La section en travée à considérer est une section en T

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5\text{cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm} \end{array} \right.$$

$L_n$  : la distance entre nus de deux nervures consécutives

$L$  : la longueur de la nervure.

Donc on prend  $b_1 = 27.5\text{cm}$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65\text{ cm}.$$

**Soit :  $b = 65$**

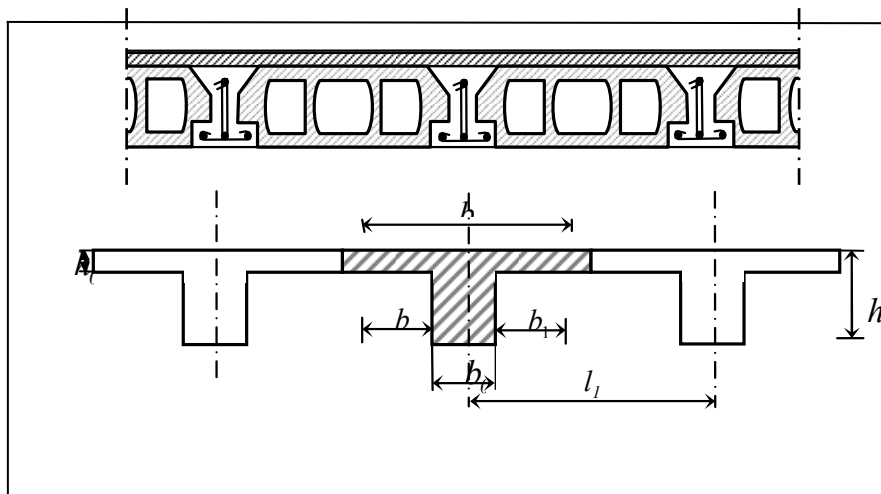


Fig. II.07. schéma des poutrelles.

- **Condition d'isolation phonique**

Selon les règles de « BAEL 91 » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique .Donc :  $e \geq 16\text{cm}$

- **Condition de résistance au feu**

- e =7,0 cm.....pour une heure de coupe de feu
- e=11cm..... pour deux heures de coupe de feu
- e=17.5cm..... pour quatre heures de coupe de feu

Donc on prend  $h = 15 \text{ cm}$

**II.1.2.5. Les escaliers**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

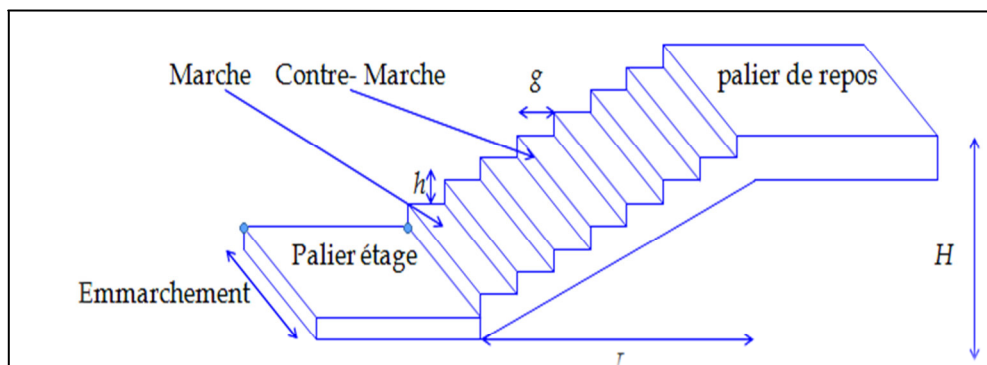


Fig.II.8. schéma d'Escalier.

$h$  : hauteur de contre marche

$g$ : largeur de marche (giron).

Pratiquement : la hauteur  $h$  :  $14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$  .

La largeur  $g$  :  $25 \leq g \leq 32$  cm .

On prend :  $h = 17$  cm et  $g = 30$  cm.

Formule de BLONDEL :  $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2.h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ (c.v)}$$

- Nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h}$

$n$  : nombre de contre marche.

$H$  : hauteur d'étage.

$h$  : hauteur de la contre marche.

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marche.}$$

- Longueur de la volée :

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm .}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \rightarrow \alpha = 32.51$$

$H$ : hauteur d'étage = 3.06 m.

$L$ : Longueur de la volée = 2.40 m.

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

- Epaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux cotés.

$$D'où : e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) L_{\max} \Leftrightarrow e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 400 \Leftrightarrow e = (13.33 \div 20) \text{ cm.}$$

Soit :  $e = 16$  cm.

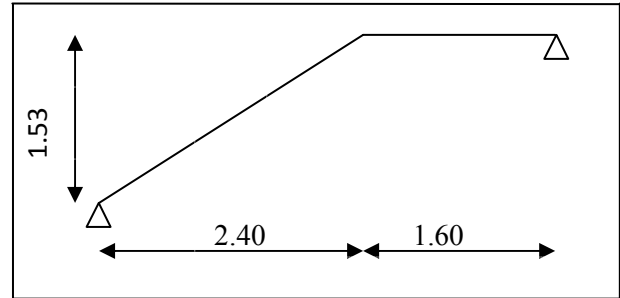


Fig.II.9. schéma isostatique d'Escalier.

### III .3 Calcul de l'escalier

#### III.3.1.1 Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

#### III .3.1.2 Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- Paliers d'épaisseur 14cm.
- Volées parallèles d'épaisseur 14cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

#### 1) Escalier :

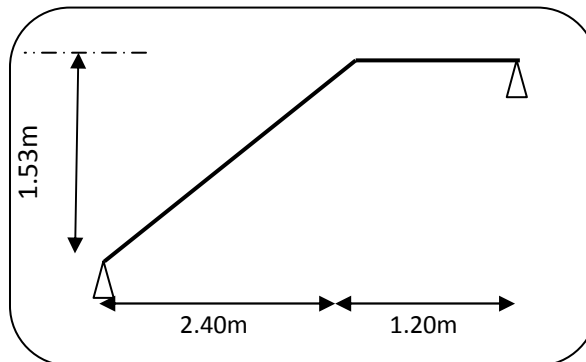


Fig.III.22. Schéma de volée de l'escalier RDC.

#### III.3.1.3 Evaluation des charges:

- Paillasse :

$$g = 6.85 \times 1ml = 6.85 \frac{KN}{ml}; q = 2.5 \times 1ml = 2.5 KN/ml$$

- Palier :

$$g = 4.79 \times 1ml = 4.79 \frac{KN}{ml}; q = 2.5 \times 1ml = 2.5 KN/ml$$



Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

### III.3.1.4. Combinaison des charges :

$$E.L.U : P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$E.L.S : P_{ser} = g + q$$

Désignation	Paillasse KN/ml	Palier KN/ml
$P_U$	13	10.21
$P_{ser}$	9.35	7.29

TabIII.2. Combinaison des charges

#### ➤ Détermination des sollicitations :

- Pour la méthode des charges équivalentes :

- La charge équivalente :  $q_{\acute{e}q} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$

- Moment isostatique :  $M_0 = q_{\acute{e}q} \times \frac{l^2}{8}$

- L'effort tranchant :  $T_U = q_{\acute{e}q} \times \frac{L}{2}$

- **ELU :**  $q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2}$

$$q_e = \frac{(13 \times 2.4) + (10.21 \times 1.6)}{1.60 + 2.40} = 11.88 \text{ kN/ml}$$

- **ELS :**  $q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2}{l_1 + l_2}$

$$q_e = \frac{(9.35 \times 2.4) + (7.29 \times 1.6)}{1.60 + 2.40} = 8.52 \text{ kN/ml}$$

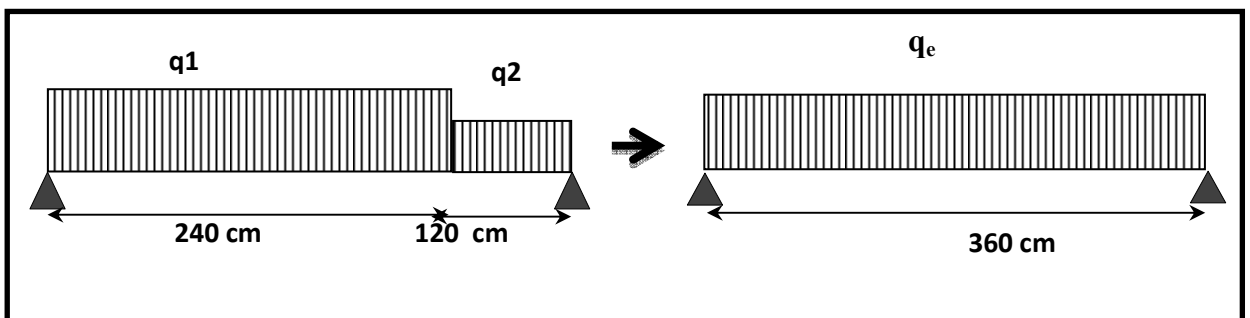


Fig.III. 23.schéma statique de volée

➤ Moments et Effort Tranchants :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3M_0$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85M_0$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = \frac{q_{eq} \times l}{2}$$

	$q_{eq}$ (KN/ml)	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_u$ (KN)
ELU	11.88	19.24	5.77	16.35	21.38
ELS	8.52	13.80	4.14	11.37	15.33

Tab.III.3. : Moments et Effort Tranchants .

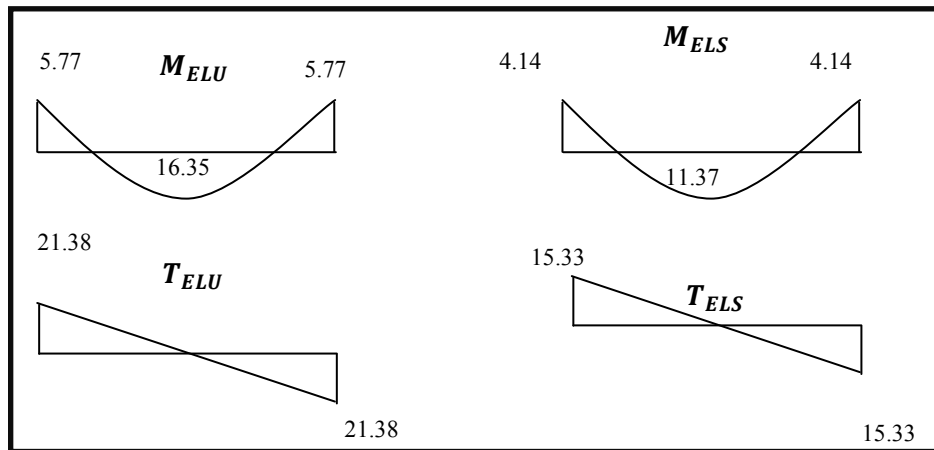


Fig III.24.:Diagramme de moment et l'effort tranchant.

III.3.2 Ferrailage :

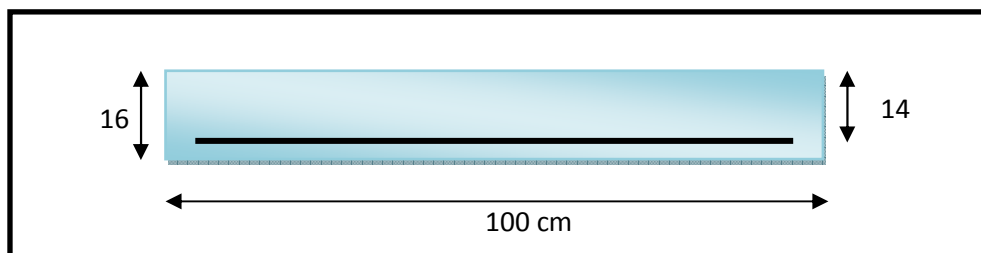


Fig III.25.: Section à ferrailer.

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :  $C \geq 1 + 1 = 2$  on choisit  $C = 3cm$

$$\phi \leq \frac{14}{10} = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow \phi = 10mm$$

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2} ; \emptyset \leq \frac{h}{10} ; C_0 \geq 1$$

$$b = 100\text{cm}$$

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

$$d = h - c = 14\text{ cm}$$

### III.3.2.1. Armatures Longitudinales:

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Fc28 (Mpa)	ft28 (mpa)	$\Gamma_b$	$\Gamma_s$	d (m)	$f_{bu}$ (mpa)	$\sigma_s$ (mpa)	fe (mpa)
25	2.1	1.5	1.15	0.11	14.20	348	400

Tab.III.4 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

Elément	Mu (N.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	Acalc (cm2)
Travée	16350	0,058	0,392	0.075	0.969	3.46
Appuis	5330	0,019	0,392	0,024	0,990	1.10

Tab III.5. : calcul de la section des armatures.

- **E.L.S :**

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

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

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

	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	0,075	16350	13350	1,22	25	0,36	Vérifiée
Sur appuis	0,024	5330	4140	1,28	25	0,39	Vérifiée

Tab III.6 : vérification de la contrainte

- **Vérification :**

- **Conditions de non fragilité :**

- **Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).**

$$A_{min}^1 \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2 \cdot 1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal :BAEL 91 (art B.6.4).**

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^1_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^2_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>Travée</b>	3.46	1.69	1.40	<b>3.46</b>	<b>5HA12=5.65 cm<sup>2</sup></b>
<b>Appuis</b>	1.10	1.6	1.40	<b>1.6</b>	<b>5HA8=2.51cm<sup>2</sup></b>

**Tab III.7 : Armatures de Longitudinales**

### III.3.2.2. Armatures de répartitions : $A_t = A_L / 4$

Elément	$A_l \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>Travée</b>	3.46	0.865	<b>4HA8=2.01</b>
<b>Appuis</b>	1.6	0.4	<b>4HA8=2.01</b>

**Tab III.8. : Armatures de répartitions**

### III.3.2.3. L'espacement entre les armatures :B A E L 91 (art 8.2.42)

- **Armatures longitudinales :**

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

$$\text{❖ Travée: } S_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{❖ Appuis: } S_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversals:**

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

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

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

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

- **La contrainte tangente  $\tau_u$  : BAEL91 (A.5.1, 1).**

$T_U = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$  Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible  $\bar{\tau}_u$  est

donnée par la formule suivante :  $\bar{\tau}_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$  (BAEL (A.5.1,211)).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{21380}{1000 \times 140} = 0.1336 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \text{ (BAEL91 art A.5.1,211 )}$$

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

$$\tau_u = 0.1934 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \text{ (Condition .Vérifier)}$$

### III.3.2.4. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1):

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{360} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \Rightarrow 0.0444 \leq 0.085 \dots \dots C.NV$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 16} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.00353 \leq 0.0105 \dots \dots C.V$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{360} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0457 \leq 0.0625 \dots \dots C.NV$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec :  $f_{adm} = L / 500$ , pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

#### • Calcul de la flèche : BAEL91(Art : B.6.5.3) (p : 107).

##### • Position de centre de gravité de la section homogène :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec :  $\eta$  coefficient d'équivalence ( $\eta = 15$ )

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 5.65 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 5.65} = 7.64 \text{ cm}$$

Alors :  $Y_G' = h - Y_G = 16 - 7.64 = 8.36 \text{ cm}$

$$\delta = y_G - 2 = 8.36 - 2 = 6.36 \text{ cm}$$

##### • Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[ \left( \frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 100 \times 16 \times \left[ \left( \frac{16}{2} \right) - 8.36 \right]^2 + 15 \times 5.65 \times (14 - 8.36)^2 = 37036.55 \text{ cm}^4$$

- Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2+3 \times \frac{b_0}{b}\right)\rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{5.65}{14 \times 100} = 0.00403$$

Pour les déformations instantanées :  $b_0 = b$  ;  $f_{t28} = 2.1$  MPa

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2+3 \times \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2+3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.0040} = 5.25$$

### III.3.2.5. Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\left(2+3 \times \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2+3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.0040} = 2.1$$

- Calcul du moment fléchissant d'ELS :

$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{g} : \text{c'est l'ensemble de la charge permanente.} \\ \mathbf{J} : \text{charge permanente sans revêtement.} \\ \mathbf{\rho} : \text{C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par} \end{array} \right.$

l'élément considéré.

$$g = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g = \frac{4790 \times 1.2 + 6850 \times 2.4}{1.2 + 2.4} = 6163.33 \text{ N/m}$$

$$j = \frac{(G_{dalle.pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j = \frac{4000 \times 1.2 + (4140 + 1870) \times 2.4}{1.2 + 2.4} = 5340 \text{ N/m}$$

$$\rho = g + Q = 6163.33 + 5340 = 11503.33 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser}^g = \frac{0.85gl^2}{8} = \frac{0.85 \times 6163.33 \times 3.6^2}{8} = 8486.9 \text{ N.m}$$

$$M_{ser}^j = \frac{0.85jl^2}{8} = \frac{0.85 \times 5567.80 \times 3.6^2}{8} = 7665.79 \text{ N.m}$$

$$M_{ser}^{q_{ser}} = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 11503.33 \times 3.6^2}{8} = 15840.08 \text{ N.m}$$

### III.3.2.6. Calcul des contraintes de traction

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.404$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

- On tire la valeur  $\beta_1$  :  $\rho_1 = 0.404 \Rightarrow \beta_1 = 0.902$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{8486.9 \times 10^3}{0.902 \times 565 \times 140} = 118.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{7665.79 \times 10^3}{0.902 \times 565 \times 140} = 107.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{15840.08 \times 10^3}{0.902 \times 565 \times 140} = 222.01 \text{ MPa}$$

### III.3.2.7. Calcul du coefficient $\mu$ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 118.95 + 2.1} = 0.08$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 107.44 + 2.1} = 0.45$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 222.01 + 2.1} = 0.34$$

Donc :

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée**

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée**

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des inerties**

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{37036.55}{1 + 2.1 \times 0.08} = 34880.31 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{37036.55}{1 + 5.25 \times 0.08} = 28690.28 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{37036.55}{1 + 5.25 \times 0.45} = 14628.43 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^{q\text{ ser}} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{q\text{ ser}}} = 1.1 \times \frac{37036.55}{1 + 5.2 \times 0.34} = 14718.28 \text{ cm}^4$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[8486.9 \times (360^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 34880.31]} = 0.29 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[8486.9 \times (360^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 28690.28]} = 0.12 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[7665.79 \times (360^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 14628.43]} = 0.21 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^j} = \frac{[15840.08 \times (360^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 14718.28]} = 0.43 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{q_u, \text{ser}} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}}$$

$$\Delta f_t = (0.29 - 0.21) + (0.43 - 0.12) = 0.81 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec  $L \leq 5 \text{ m}$  on a : 1

$$\Delta f_t = 0,144 \text{ cm} < \bar{f} = 400 / 500 = 0,80 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée (C.V)



III.3.2.8. Présentation ferrailage d'escalier

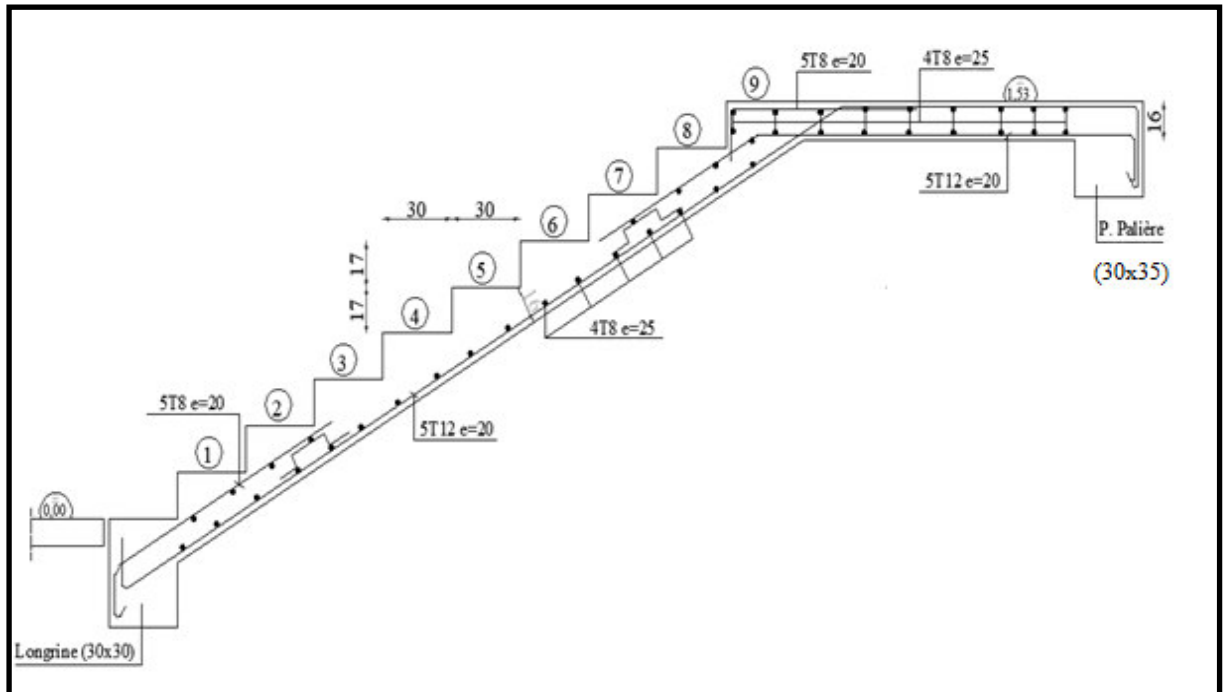


Fig III.26.Schéma de ferrailage de l'escalier

III.3.3.Calcul De La Poutre Paliere :

III.3.3.1 Introduction :

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur pm.
- La réaction de la volée.

III.3.3.2. Prédimensionnement:

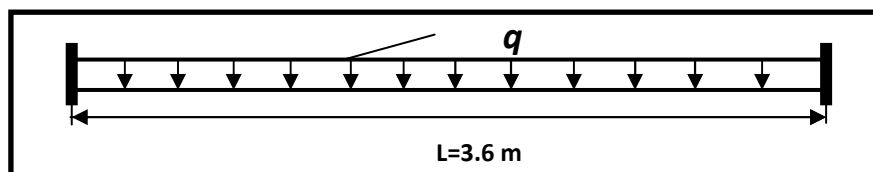


Fig.III.27. Poutre Paliere

$$h \geq \left( \frac{l}{15} \div \frac{l}{10} \right) \quad l = 360 \text{ cm}$$

$$h \geq \left( \frac{360}{15} \div \frac{360}{10} \right) \Rightarrow h \geq (24 \div 36)$$

Alors on prend: h = 35 cm; b = 30 cm

**III.3.3.3 Évaluation des charges :**

Poids propre de la poutre :

$$g = h \times b \times \gamma = 0.3 \times 0.35 \times 2500 = 263 \text{Kg/ml}$$

Poids de palier :  $p_1 = 4.79 \text{ KN/ml}$

Poids de la paillasse :  $p_2 = 6.85 \text{ KN/ml}$

**- Réaction d'escalier ou niveau du palier :**

$$p = \frac{p_{eq} \times l}{2} = 616.33 \times \frac{3.6}{2} = 1109.39 \text{kg/ml}$$

$$q = Q \times \frac{l}{2} = 250 \times \frac{3.6}{2} = 450 \text{kg/ml}$$

Poid de le mur

$$g_m = h.b.g = 276 \times [(3.06/2) - 0.3 - 0.4] = 229.08 \text{ kg/ml}$$

**III.3.3.4 Combinaisons d'actions:**

$$\text{E.L.U} \rightarrow P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 3135.22 \text{kg/ml}$$

$$\text{E.L.S} \rightarrow P_{ser} = g + P + g_m + q = 2505.46 \text{ kg/ml}$$

**III.3.3.5.1 Les sollicitations-**

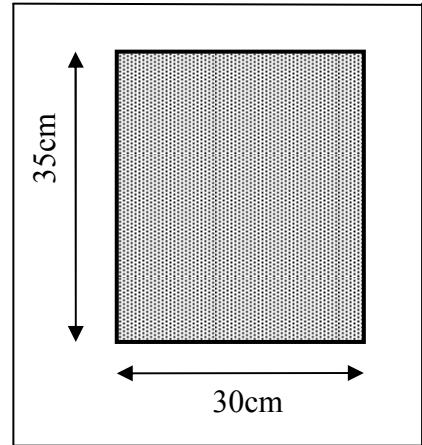
$$M_t = \frac{P \times l^2}{24} ; \quad M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} ; \quad T = \frac{p \times l}{12} \quad l = 360 \text{ cm}$$

	P(Kn/ml)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	Tu(KN)
ELU	31.35	33.85	16.92	9.4
ELS	25.05	27.05	13.52	7.51

**Tab.III.9.Moments et Effort Tranchants**



**Fig III.29 : Diagramme de moment**



**Fig.III.28.Section de poutre paliere (30x35)cm²**

## III.3.3.6. Calcul de ferrailage :

## ❖ E.L.U :

L'enrobage :

$$c = 3\text{cm}$$

$$d = h - c = 35 - 3 = 32\text{cm}$$

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

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

## ○ Les armatures longitudinales :

Elément	$M_u$ (KN.m)	M	A	B	A - cal
Travée	16.92	0,0387	0,049	0,980	1,55
Appui	33.85	0,0775	0,101	0,95	3.16

Tab III.10 armatures longitudinales

## ❖ E.L.S :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} f_{c28} = 25\text{ MPa}$$

Elément	$M_U$	$M_S$	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	16.92	13.52	1.25	0.049	0.375	CV
Appui	33.85	27.05	1.25	0.101	0.375	CV

Tab .III.11 : vérification de la contrainte

## Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.38\text{cm}^2 .$$

## Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = A'_{min} \geq 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05\text{cm}^2$$

## Pourcentage minimale : RPA99 /V2003

$$A_{min}^{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$$

Elément	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A'_{min}$	$A_{min}^{RPA}$	$A_{max}$
Travée	1.55	1.38	1.05	5.25	092.+
Appui	3.16				5.25

Tab III.12 : Armatures Longitudinale choisi

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{9400}{300 \times 350} = 0.089 \text{ MPa}$$

- La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.089 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

➤ Calcul de la poutre à la torsion :

$$M_t = M_a \text{ (Escalier)} = 5330 \text{ N.m}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91 [4].

➤ Contrainte tangente due à l'effort tranchant :

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \Rightarrow \text{formul de "RAUSCH"}$$

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

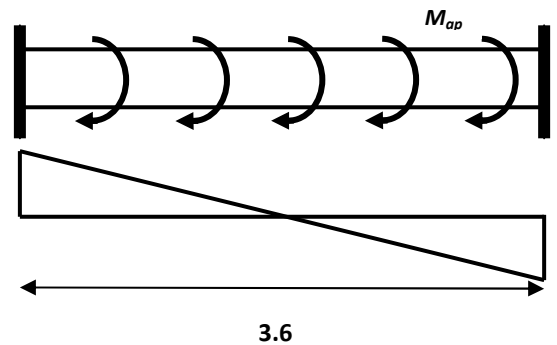


Fig.IV.30. schéma de poutre à la torsion.

$\Omega$  : Aire de contour à nu épaisseur

$$\Omega : (h - b_t) (b - b_t) = 30 \times 25 = 750 \text{ cm}^2$$

moment de torsion ( $T_u$ )  $T_u = 5330 \text{ n.m}$

$$\Rightarrow \tau_{uv} = \frac{5330}{2 \times 750 \times 5} = 0.71 \text{ MPa}$$

➤ Résistance en torsion et flexion

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{ultim})^2 \quad \text{section pleine}$$

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 = (0.089)^2 \times (0.71)^2 = 0.512$$

$$(\tau_{ultim})^2 = (3.25)^2 = 10.56$$

$$0.512 \leq 10.56 \dots \dots \dots CV$$

- **Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad , \mu : \text{paramètre de l'aire } \Omega \text{ de la section efficace.}$$

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 110 \text{ cm} .$$

$$A_l = \frac{110 \times 5530}{2 \times 750 \times \frac{400}{1.15}} = 1.16 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5530 \times 15}{2 \times 750 \times 348} = 0.15 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale des armatures : BAEL 91**

$$1) \frac{\sum A_l \cdot f_e}{b_0 \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.16 \times 400}{5 \times 110} = 0.84 \text{ MPa} > 0.4 \rightarrow \text{c.v}$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.15 \times 400}{5 \times 15} = 0.8 \text{ MPa} > 0.4 \rightarrow \text{c.v}$$

➤ **Les armatures totales**

• **Armatures longitudinales :**

$$A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + A_\ell^{tor}$$

➤ **En travée:**

$$\text{- Nappe inférieure : } A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 5.25 + (1.16/2) = 5.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_\ell^{tot} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.87 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$\text{- Nappe supérieure : } A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 5.25 + (1.16/2) = 5.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_\ell^{tot} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.87 \text{ cm}^2$$

Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right\} \quad \phi_t \leq \min \left( \frac{35}{35}; 1.4; \frac{30}{10} \right) = 1 \text{ cm soit : } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

**- Espacement des armatures transversales RBA99(art 7.5.2.2) Pag 53**

- Dans la Zone nodal  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right\}$

$$S_t \leq \min (35/4; 12) = 8.75 \text{ cm}$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante:

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } s'_t = 15 \text{ cm}$$

La longueur de la Zone nodale :  $L' = 2 \times h = 70 \text{ cm}$

**- La quantité des armatures transversales BAEL91: (art A.5.1, 2)**

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15$$

RPA 99 version 2003: (art 7.5.2.2) page 53

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

**❖ La quantité des armatures transversales : BAEL91: (art A.5.1,2)**

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 f_c}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (0.71 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 0.19 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A = A^{RPA} = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

**❖ Armatures transversales :**

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tor}}$$

Donc soit : 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>

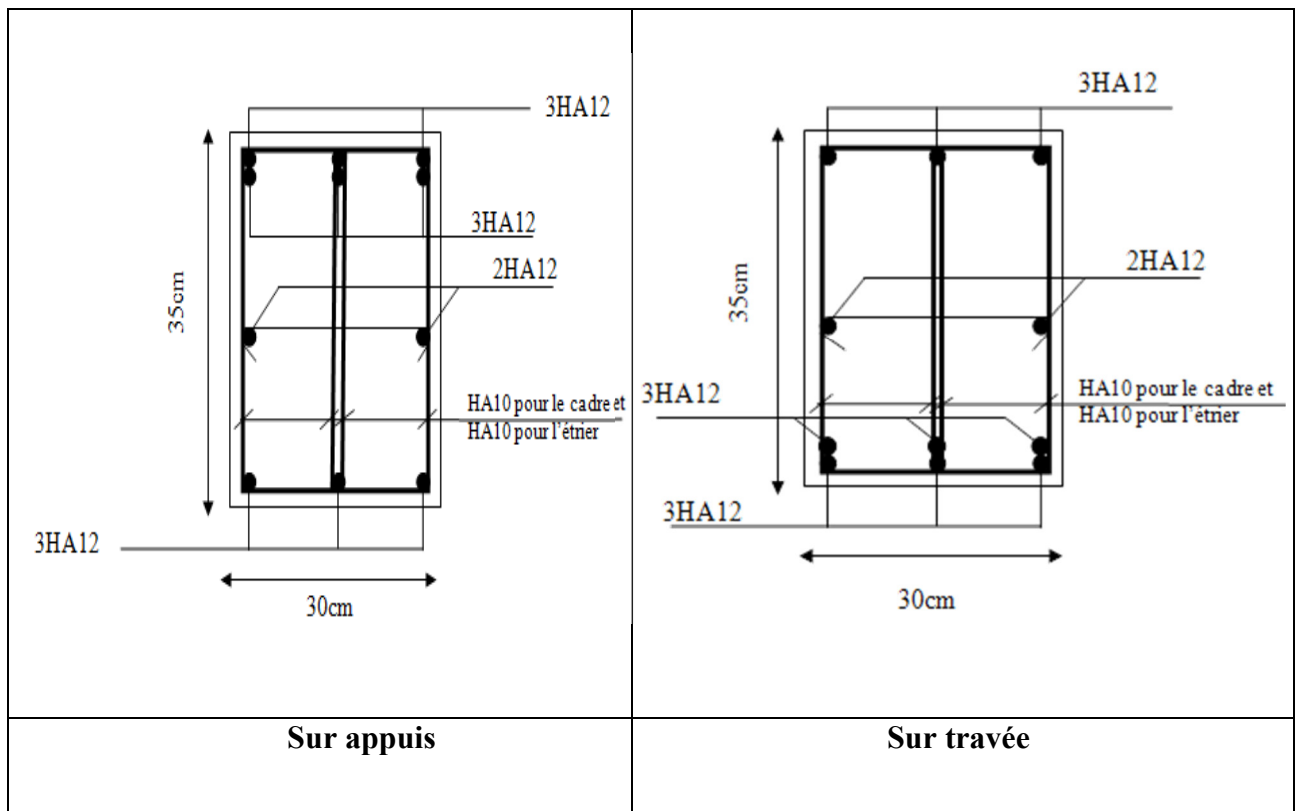
**vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{360} = 0,097 \geq 0,0625$ .....condition Vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,097 > 0,033$  .....condition vérifiée.
- $4,0 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,0 \frac{30 \times 32}{400} = 9.6 > A_s = 5.25$  .....condition vérifiée.

Donc la flèche est vérifiée.

**II.3.4.Dessin De Ferrailage De La Poutre Palière.**



**Fig III.31.Schéma de ferrailage de la poutre palière**

### III. Eléments secondaires

#### III.1.L'Acrotère

##### III.1.1.Introduction

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume. Il sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors de l'opération d'entretien de la terrasse.

##### III.1.2.Mode de travail

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courante.

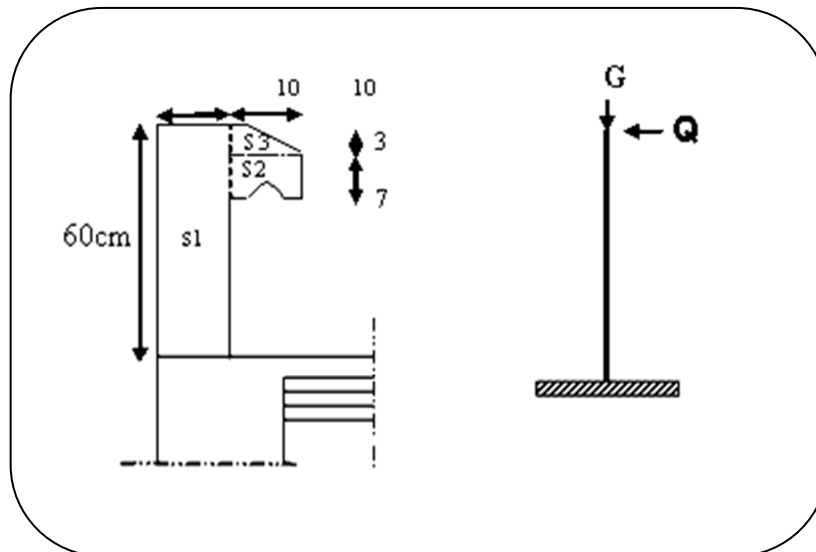


Fig.III.01.schéma isostatique de l'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur

##### Surface

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.10 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

##### Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$



**Surcharge****D'après D.T.R.BC.2.2**

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N}$$

**D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)**

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

$C_p$  : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (IIa) donc :

A = 0.15 selon le tableau 4.1

$C_p = 0.80$  élément en console tableau 6.1, donc :

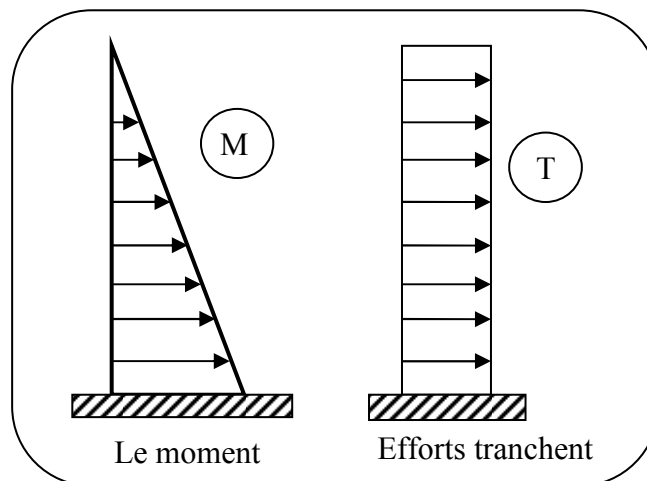
$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p = 822 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 171.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$D'une \text{ force tranche } T_{\mu} = Q = 1000 \text{ N}$$



**Fig.III.02.Schéma de sollicitations de l'acrotère**

**Sollicitation**

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base)

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ kg.m.}$$

$$N_u = g = 171.25 \text{ kg.}$$

$$T = q = 100 \text{ kg.}$$

### Combinaison d'action

#### ❖ E.L.U

$$N_u = 1 \times N_g = 1712.5 \text{ N/m}\ell ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/m}\ell$$

#### ❖ E.L.S

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1712.5 \text{ N/m}\ell$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}\ell$$

### III.1.3. Calcul de ferrailage

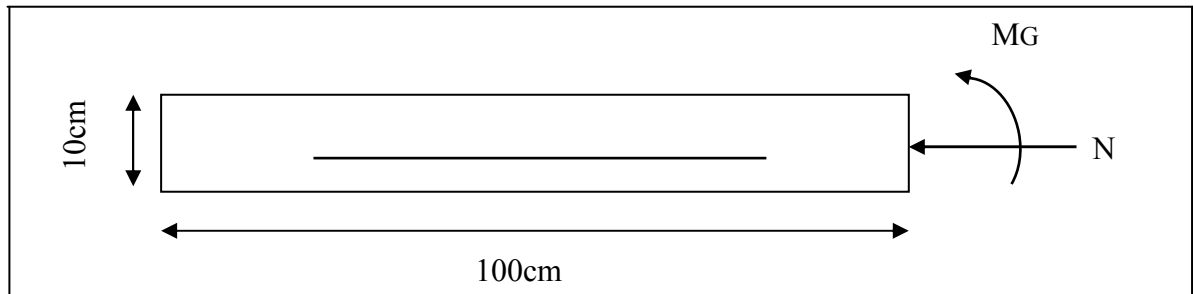


Fig.III.03. Section de l'acrotère.

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b = 100 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 10 \text{ cm}$  (épaisseur) On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries

#### Armatures longitudinales

#### ❖ E.L.U

#### Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.52 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.491 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

**Détermination de la section des armatures à la flexion simple**

$$M_1 = M_u + N_u \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0134 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{934.25}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.386 \text{ cm}^2$$

**Détermination de la section des armatures à la flexion composée**

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.337 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
934.25	0.0134	0.017	0.993	0.386	0.337

**❖ E.L.S****Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1712.5} = 0.35 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

**Calcul de la section à la flexion simple**

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 \quad ; \quad k = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_{ser}^1}{\sigma_s^1 \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{634.25}{0.956 \times 7 \times 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$$

### Calcul de la section à la flexion composée

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \bar{\sigma}_s} = 0.47 - \frac{1712.5}{100 \times 201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

### Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

### Pourcentage minimal d'armature longitudinale :(B.5.3.1)

$$A^{\min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max ( A^u ; A^{ser} ; A^{\min} ) \Rightarrow A = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^\ell = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2.$$

### Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### Armatures De Répartition

$$A^r = \left( \frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^\ell = (0.35 \div 0.705).$$

$$\text{On adopte : } A^r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

### Espacement Des Armatures

$$A_\ell = 5 \text{ T}8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

-Schéma du ferrailage

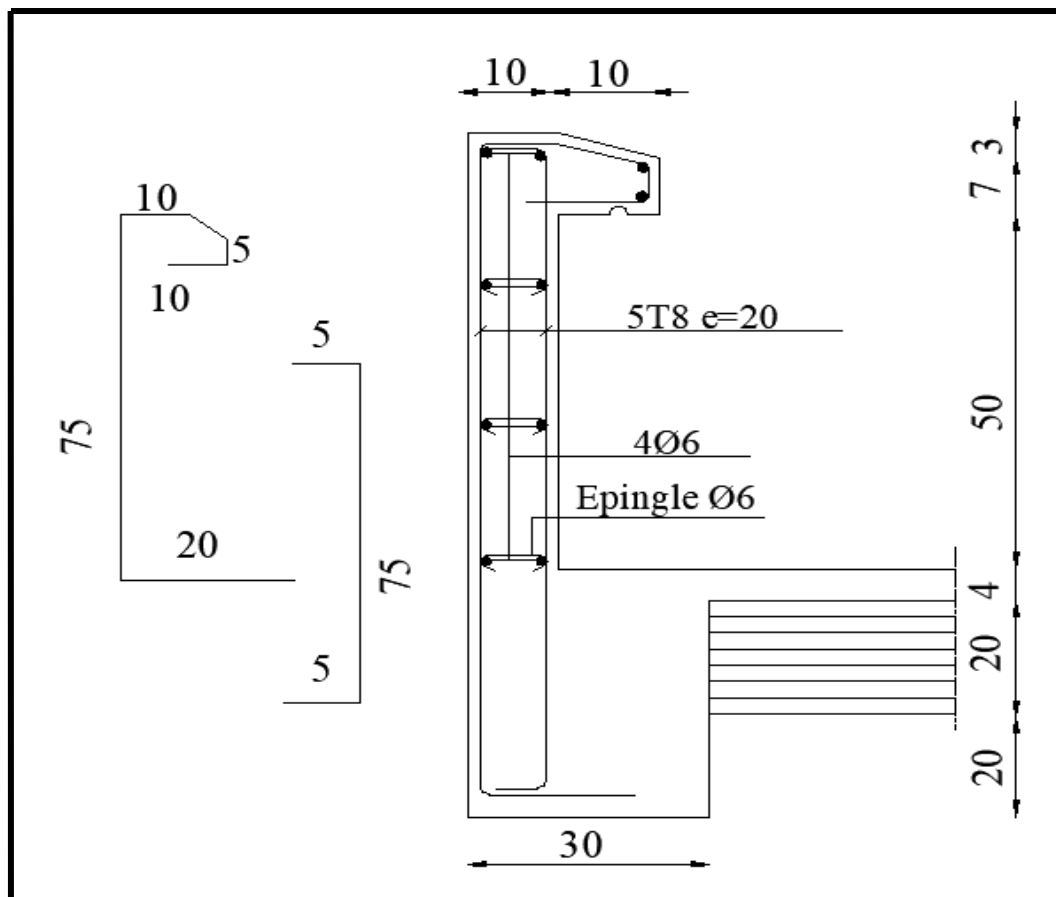


Fig. III.04. Ferrailage d'acrotère.

## IV.2. Etude sismique

### IV.2.1.Introduction :

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et ou il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions.

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes.

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment(R+8) à usage mixte "d'habitation Contrevent par des voile et portiques avec justification d'interaction portiques-voiles-mixte", est implanté à **BEJIA**, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone sismicité (Zone II<sub>a</sub> : sismicité moyenne) et dans un Site ferme (S2).

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

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties (VLNA)**.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### IV.2.2.Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### IV.2.2.1. Méthode statique équivalente:

- **Principe:**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

- **Condition d'application:**

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

#### IV.2.2.3. Méthode d'analyse modale spectrale:

- **Principe:**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel de calcul de Structure (Robot), par ailleurs ce calcul a été complété par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règlement RPA99 v2003.

- **Domaine d'application:**

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente est inapplicable.

#### IV.2.2.4- Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :

- **Principe:**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

### **IV.2.3. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):**

#### **IV 2.3.1. Présentation du logiciel de calcul :**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, est logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

#### **Description de logiciel ROBOT :**

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

#### **- Buts de l'analyse dynamique:**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

**ROBOT** considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.

- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation ..... ( $\beta = 0,2$ ) **tab.4.5.RPA99-v2003**.



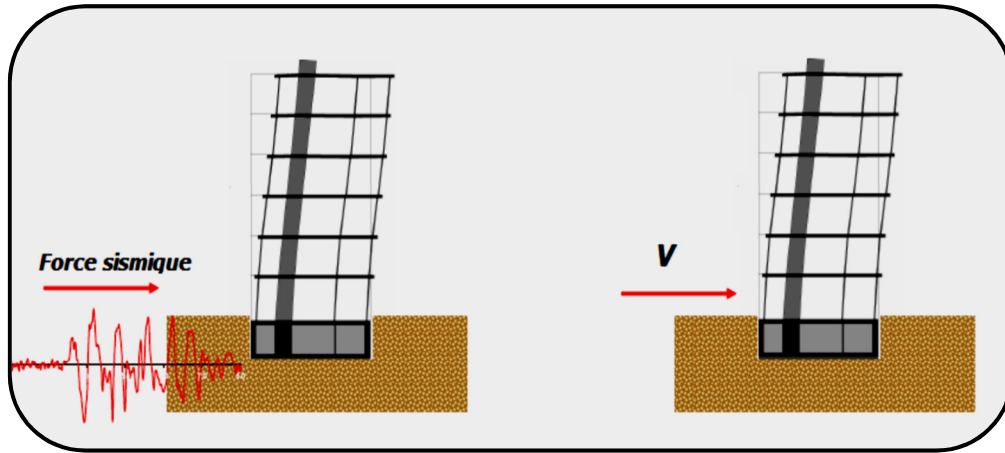


Fig. IV.8. Simulation de la force sismique.

IV.2.4.1. Spectre de Réponse de calcul : RPA99-v2003 (Art:4.3.3) (page:57):

L'action séismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

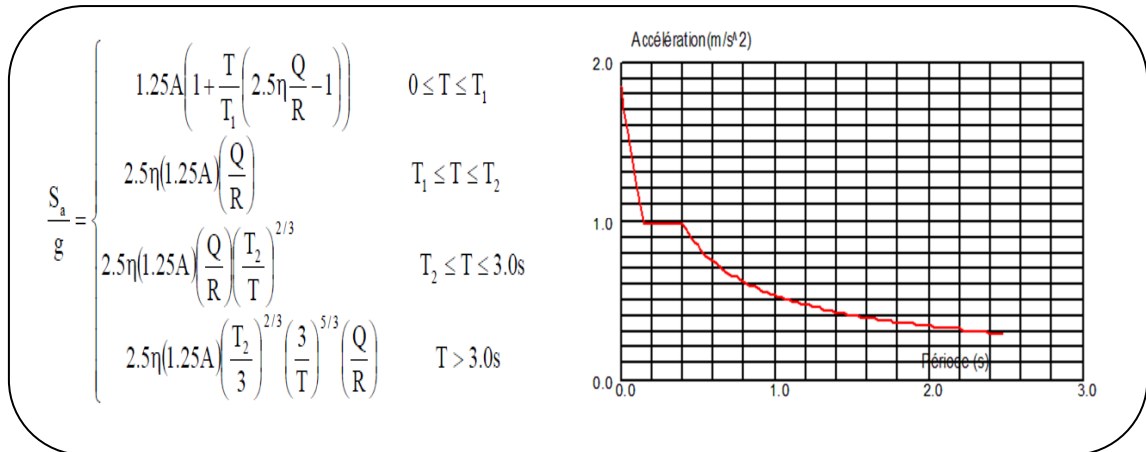


Fig. IV.9. Spectre de Réponse.

**A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

**η** : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 05%).

$$\eta = \sqrt{\left( \frac{7}{2} \right) + \xi} \geq 0.7$$

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

**R** : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

**Q** : Facteur de qualité (tableau 4.4).

Alors dans notre cas : (tableau 4.2) (page : 46).

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

- $A = 0.15$  ..... Zone IIa (tableau 4.1).
- $R = 5$  ..... (Structure mixte avec interaction-tableau 4.3 RPA99.
- $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.40 \text{ sec} \end{array} \right.$  ..... (Tableau 4.7 RPA99 – v2003).
- $Q$  : sa valeur et déterminer par la formule :  $Q = 1 + \Sigma P_q$

$P_q$  : Tableau 4.4 RPA99-v2003.

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/observé
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	/
<b>2. Redondance en plan</b>	/	0.05
<b>3. Régularité en plan</b>	0	/
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	/
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	/	0.05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	/	0.10

Tableau IV.1 .Valeurs des pénalités  $P_q$  .

Alors à partir de tableau on trouve:

$Q_x = 1.20$

$Q_y = 1.20$

**IV.2.4.2. Nombre de modes à considérer:**

D'après RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a) :

Pour les structure représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration a retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a **90%** au moins de la masse totale de la structure.

— Ou que les modes ayant une masse model effective supérieure à **05%** De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.

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

#### IV.2 .4. Analyse de la structure :

##### IV.2.4.1. Conception et analyse de la nouvelle variante:

###### Introduction :

Suite à l'analyse de la structure initiale, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal.

Nous présenterons dans ce qui suivra une (01) proposition

###### Proposition :

Pour cette raison, on propose de minimisé certains voiles et augmenté la section de Poteau afin d'améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, Système de contreventement se présente comme suit :

- ✓ 04 voiles transversaux (sens-y) de 15 cm.
- ✓ 04voiles longitudinaux (sens-x) de 15cm.
- ✓ Section des poteaux (55x65) cm<sup>2</sup> .

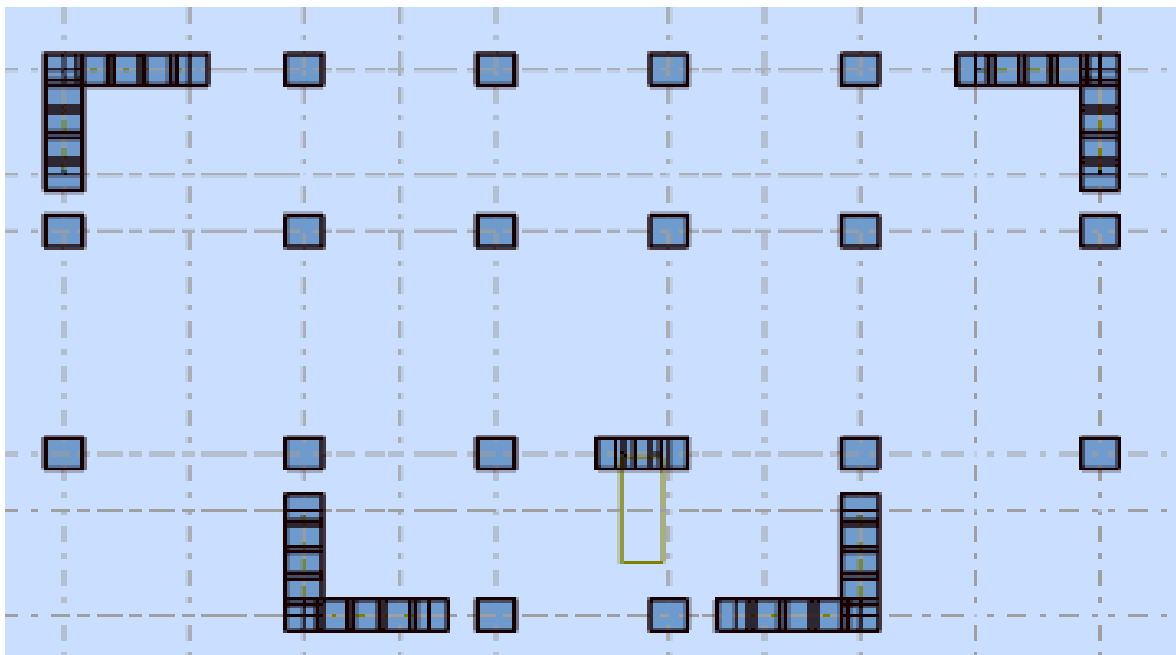


Fig.IV.10.Premier variante des voiles

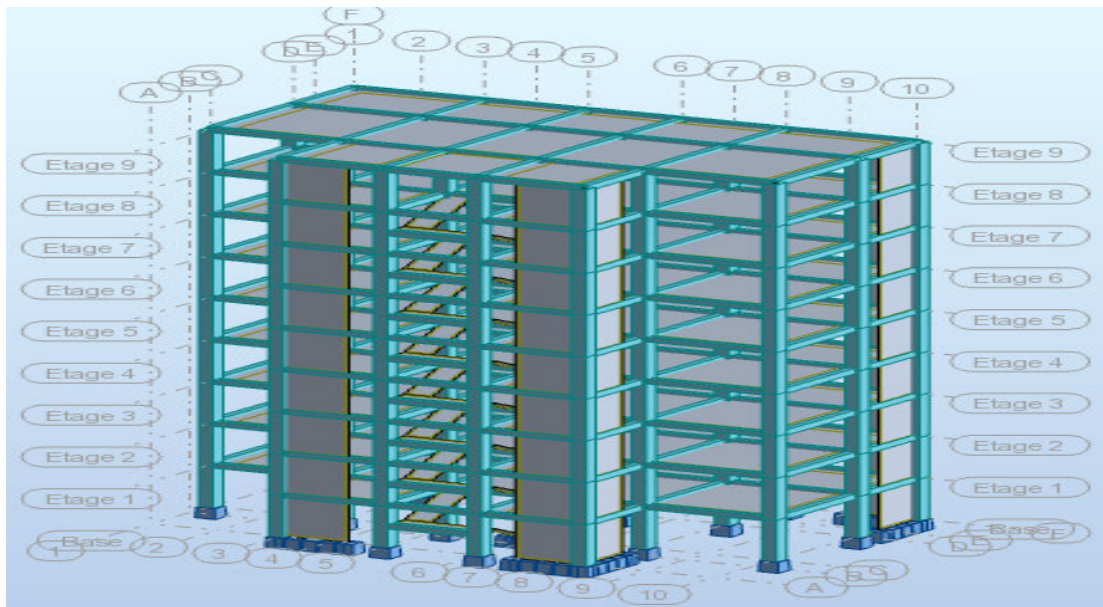
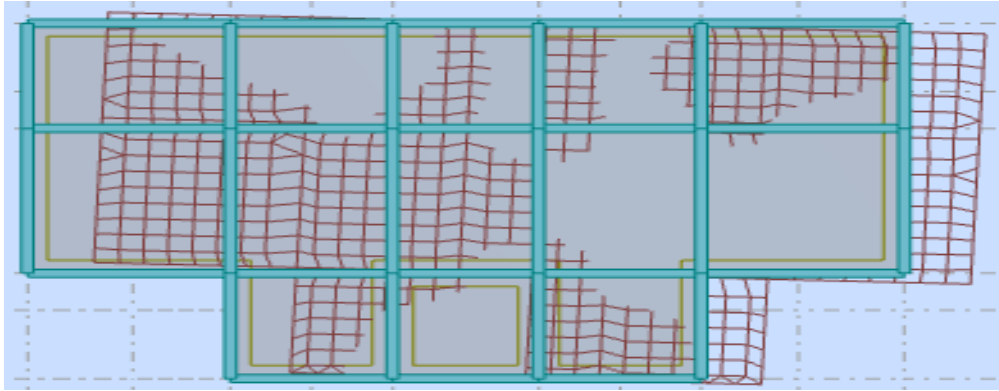


Fig IV.11. Vue en plan et en élévation de la proposition

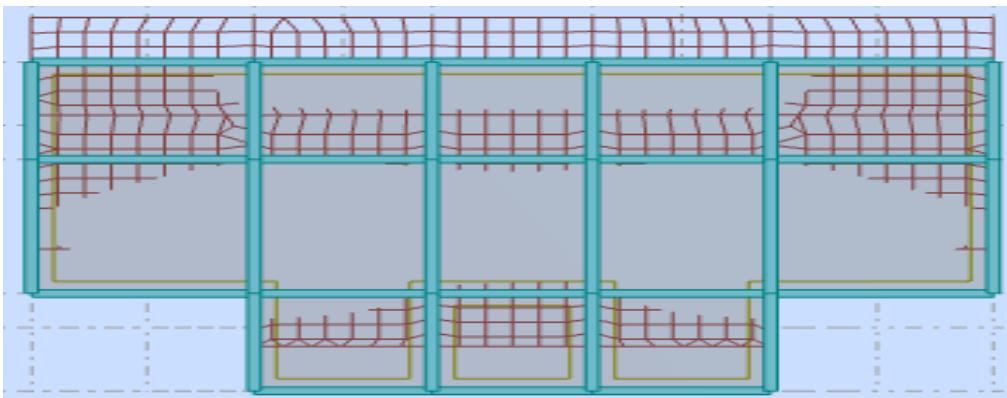
• Périodes et coefficients de participation modaux:

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,44	0,69	70,83	0,00	0,0	70,83	0,00	2680426,33	2680426,33
4/ 2	1,49	0,67	70,83	71,79	0,0	0,00	71,78	2680426,33	2680426,33
4/ 3	2,10	0,48	72,86	71,79	0,0	2,02	0,00	2680426,33	2680426,33
4/ 4	5,14	0,19	87,18	71,79	0,0	14,32	0,00	2680426,33	2680426,33
4/ 5	5,47	0,18	87,18	87,45	0,0	0,00	15,66	2680426,33	2680426,33
4/ 6	7,75	0,13	87,25	87,45	0,0	0,08	0,00	2680426,33	2680426,33
4/ 7	9,99	0,10	92,70	87,45	0,0	5,44	0,00	2680426,33	2680426,33
4/ 8	10,96	0,09	92,70	92,76	0,0	0,00	5,31	2680426,33	2680426,33
4/ 9	14,60	0,07	95,28	92,76	0,0	2,59	0,00	2680426,33	2680426,33
4/ 10	15,60	0,06	95,30	92,76	0,0	0,02	0,00	2680426,33	2680426,33

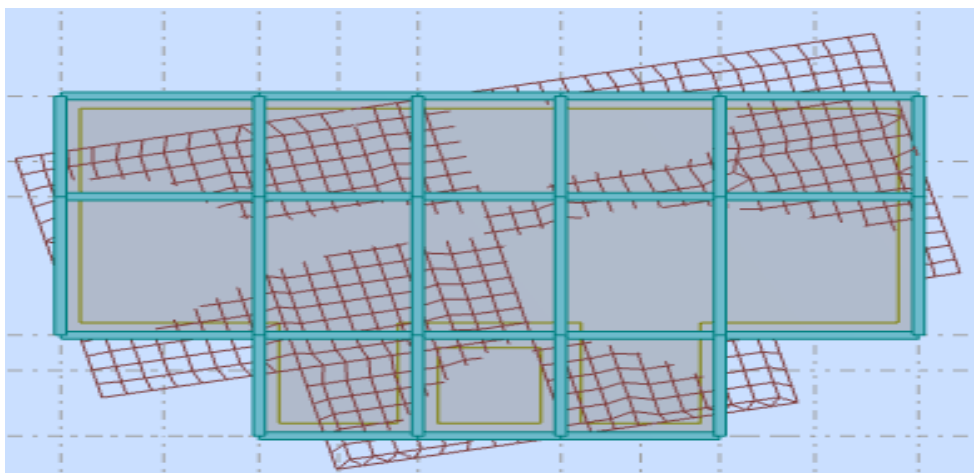
Tableau.IV. 2 Périodes et facteurs de participation modaux (1<sup>er</sup> proposition).



**Fig.IV.12.Premier mode de vibration vue en plan (Premier variante).**



**1Fig.IV.13.Deuxième mode de vibration vue en plan (Premier variante).**



**Fig. IV.14.Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).**

- **Interprétations des résultats :**

On constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modale se exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a.

- ✓ le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation pure selon l'axe X avec 70.83 %.
- ✓ le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation pure selon l'axe Y avec 71.78 %.
- ✓ le 3<sup>ème</sup> mode est mode torsion pure.

**Conclusion :**

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

**IV.2.5. Distribution des L'effort tranchant:**

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Niveau	FX [kN]	FY [kN]
1	1670,14	1605,43
2	1636,71	1577,73
3	1563,40	1507,79
4	1459,66	1407,15
5	1319,82	1276,95
6	1146,18	1110,01
7	935,61	908,47
8	686,26	670,21
9	379,50	368,18

**Tableau. IV.3.Efforts tranchants à chaque niveau.**

**Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente****❖ Résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  :**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ ,

$$\text{soit : } V_t > 0.8 V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont

Comme suit :

- Effort tranchants sismique dans le sens X,  $V_t = 1670.14 \text{ KN}$
- Effort tranchants sismique dans le sens Y,  $V_t = 1605.43 \text{ KN}$

**IV2.6. Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode Statique Equivalente) :**

**R.P.A.99/V2003 (article : 4-2-3) (page : 44 ,45)**

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

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

V : Effort tranchant a la base.

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau. IV.4 : coefficient d'accélération de zone A.

Zone II a, Groupe 2  $\Rightarrow$  A = 0.15

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la Structure (T).

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

\_ T2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**.

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

$$\eta = \sqrt{\left[ \left( \frac{7}{2} \right) + \xi \right]} \geq 0.7$$

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

$\xi$ : Est donner par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p=46)

	Portique		Voile-murs
Remplissage	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau.IV.5: Valeurs de  $\xi$  (%)

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

#### IV .2.6.1.Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31**  $\rightarrow C_T = 0,050$

$D$ : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0.05 \times 27.54^{3/4} = 0.601 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{13.50}} = 0.68 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.601 ; 0.68) = 0.601 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{21.60}} = 0.53 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_x = \min(0.601 ; 0.53) = 0.53 \text{ sec}$$



$$\frac{T_{ex}}{T_{x(dyn)}} < 1.3 \quad ; \quad T_{ex} \times 1.3 = 0.53 \times 1.3 = 0.719 \text{ sec} > T_{X(dyn)} = 0.690 \dots (CV)$$

$$\frac{T_{ey}}{T_{y(dyn)}} < 1.3 \quad ; \quad T_{ey} \times 1.3 = 0.601 \times 1.3 = 0.781 \text{ sec} > T_{Y(dyn)} = 0.720 \dots (CV)$$

**D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :**

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

- Sens longitudinale :  $T_x = 0.53 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ s}$ )
- Sens transversale :  $T_y = 0.601 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s}$ )

**Donc:  $T_x = 0.53 \text{ s}$  ,  $T_y = 0.601 \text{ s}$**

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad D_x = 2.12$$

$$D_y = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad D_y = 1.95$$

**\_ Q : Facture de Qualité :**

Sa valeur et déterminer par la formule :  $Q = 1 + \Sigma P_q$

On trouve :  $Q=1.2$   $\longrightarrow$  Tableau IV.15

**\_ R : coefficient de comportement global de la structure.** Donnée par le tableau 4.3 RPA99 Structure mixte (Portique et voile)  $\implies R=5$ .

**\_ W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) par la formule:**

$$W = W_i \text{ avec } W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \_W_{G_i} : \text{Poids dû aux charges permanentes} \\ \_W_{Q_i} : \text{La charge d'exploitation} \\ \_ \beta : \text{Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)} \end{array} \right.$$

- Pour un bâtiment a usage d'habitation ( $\beta=0.20$ ).
- **Calcul du poids (W):**
- La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes.

- Pour les habitations, il faut prendre en considération 20% des surcharges d'exploitations.  $\beta=0.20$ 
  - $W = W_i$  avec  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
- $W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes.
- $W_{Qi}$ : la charge d'exploitation.

Sens	A	D	Q	R	W	V <sub>st</sub>
Longitudinal	0.15	2.12	1,20	5	27074.60	2066.33
Transversal	0.15	1.95	1,20	5	27074.60	1900.64

Tableau IV.6. Résultat de coefficient.

❖ **Vérifications :**

$V_{dyn}/V_{stat} \geq 0.8$

➤ **Sens longitudinal :**  $V_{dyn}^x = 1670.14$  KN

$1670.14/2066.33 = 0.81 > 0.8 \dots\dots\dots$  Vérifié

➤ **Sens transversal :**  $V_{dyn}^y = 5212.78$  KN

$1605.43/1900.64 = 0.84 > 0.8 \dots\dots\dots$  Vérifié

**IV.2.7. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :**

**IV.2.7.1. Détermination de centre de gravité des masses:**

❖ **Centre de gravité des masses : « G »**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ... etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : la masse de l'élément i.

$X_i, Y_i$  : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

**IV.2.7.2. Centre des rigidités : « C »**

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

Avec :

$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / \sum I_{jy}$

$$Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / \sum I_{jx}$$

$I_{yi}$  : Rigidité de l'élément  $i$  dans le sens  $y$ .

$X_i$  : Abscisse de l'élément  $I_{yi}$ .

$I_{xi}$  : Rigidité de l'élément  $i$  dans le sens  $x$ .

$Y_i$  : Ordonnée de l'élément  $I_{xi}$ .

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de rigidité. « C »

Etage	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	ex (m)	ey (m)
1	10.80	7.41	10.80	6.75	0.00	0,66
2	10.80	7.41	10.80	6.75	0.00	0,66
3	10.80	7.41	10.80	6.75	0.00	0,66
4	10.80	7.41	10.80	6.75	0.00	0,66
5	10.80	7.41	10.80	6.75	0.00	0,66
6	10.80	7.41	10.80	6.75	0.00	0,66
7	10.80	7.41	10.80	6.75	0.00	0,66
8	10.80	7.41	10.80	6.75	0.00	0,66
9	10.80	7.39	10.80	6.81	0.00	0,58

**Tableau.IV.7 Centre de gravité des masses et centres de rigidité.**

$e_x$  : excentricité théorique suivant  $x$ .

$e_y$  : excentricité théorique suivant  $y$ .

#### IV.2.7.3. Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05L$  ( $L$  étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

$$e_{x \text{ totale}} = e_x \text{ théorique} \pm 5\% L_x = X_g - X_c \pm 5\% L_x$$

$$e_{y \text{ totale}} = e_y \text{ théorique} \pm 5\% L_y = Y_g - Y_c \pm 5\% L_y$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5% de la longueur  $L$  en plan, d'où :

$$e_x (\text{acc}) = 0,05L_x \text{ avec } L_x = 21.60\text{m} \rightarrow e_x (\text{acc}) = 1,08\text{m}$$

$$e_y (\text{acc}) = 0,05L_y \text{ avec } L_y = 13.50\text{m} \rightarrow e_y (\text{acc}) = 0.68\text{m}$$

## ❖ L'effort tranchant modal à la base

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

## ❖ Sens longitudinal :

FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
1670,14	659,67	1010,47
1636,71	494,42	1142,29
1563,40	573,91	989,49
1459,66	604,86	854,80
1319,82	595,67	724,15
1146,18	558,38	587,80
935,61	501,49	434,11
686,26	436,80	249,46
379,50	383,78	-4,28

Tableau. IV.7.L'effort tranchant modal à la base sens X.

## ❖ Sens transversal :

FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
1605,43	717,32	888,11
1577,73	450,84	1126,89
1507,79	490,23	1017,56
1407,15	501,56	905,60
1276,95	485,72	791,23
1110,01	448,76	661,25
908,47	397,25	511,22
670,21	334,43	335,77
368,18	318,07	50,11

Tableau. IV. 8 L'effort tranchant modal à la base sens Y.

FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
-29199,42	-23689,11	-5510,32
-25685,81	-20952,34	-4733,48
-22438,19	-18298,40	-4139,79
-19190,56	-15663,42	-3527,15
-15942,94	-13046,25	-2896,69
-12695,31	-10442,74	-2252,58
-9447,69	-7844,70	-1602,99
-6200,06	-5232,21	-967,85
-2943,10	-2637,42	-305,68

Tableau. IV. 9 Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.

❖ **Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19**

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT).

⇒ **Charges verticales: voiles ≤ 20%**

✓ Les sollicitations verticales totales de la structure: 29199.42 KN

✓ Les sollicitations verticales reprises par les voiles: 5510.32 KN

$$\frac{F_z \text{ voiles}}{F_{total}} = \frac{5510.32}{29199.42} = 18.87 \% < 20 \% \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ **Charges horizontales : portiques ≥ 25%**

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{659.67}{1670.14} = 39.50 \% > 25 \% \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{717.32}{1605.43} = 44.68 \% > 25 \% \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

**IV.2 .7.4.Calcul des déplacements relatifs horizontaux :**

L'article 4.4.3 du RPA99/version2003 :

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

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement.

· **le déplacement relatif** au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$\Delta_k \leq 1\% h_i.$$

Avec :

$H_i$  : étant la hauteur de l'étage considéré.

Les différents résultats sont résumés dans les tableaux V-10 et V-11

## Sens longitudinale

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
5/ 1	0,3	0,3
5/ 2	1,0	0,7
5/ 3	1,9	0,9
5/ 4	2,9	1,0
5/ 5	3,8	1,0
5/ 6	4,8	0,9
5/ 7	5,6	0,9
5/ 8	6,4	0,8
5/ 9	7,0	0,6

Tableau. IV.10. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)

## Sens transversale

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
6/ 1	0,3	0,3
6/ 2	0,9	0,6
6/ 3	1,7	0,8
6/ 4	2,5	0,8
6/ 5	3,4	0,9
6/ 6	4,2	0,9
6/ 7	5,0	0,8
6/ 8	5,8	0,7
6/ 9	6,5	0,7

Tableau .IV.11. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (y-y)

Niveau	$\Delta k_x$ (cm)	$\Delta k_y$ (cm)	$H_i$ (m)	1% $H_i$ (cm)	Observation
RDC	0.3	0.3	3.06	3.06	Vérifier
01	0.7	0.6	3,06	3.06	Vérifier
02	0.9	0.8	3,06	3.06	Vérifier
03	1.0	0.8	3,06	3.06	Vérifier
04	1.0	0.9	3,06	3.06	Vérifier
05	0.9	0.9	3,06	3.06	Vérifier
06	0.9	0.8	3,06	3.06	Vérifier
07	0.8	0.7	3,06	3.06	Vérifier
08	0.6	0.7	3,06	3.06	Vérifier

Tableau.IV.12 Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales

Justification de l'effet P- $\Delta$ :

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

L'article 5.9 du RPA99/version2003

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

Avec :

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

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

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

$h_k$ : hauteur de l'étage  $k$ .

Le tableau V-10 résume l'ensemble des résultats dans le sens longitudinal (sens x-x)

Niveau	W (KN)	Pk (KN)	$\Delta_{kx}$	Vx	h (m)	$\Theta$	Observation
8	3088,38	3088,38	0,006	379,50	3.06	0,016	Vérifié
7	2998,28	6086,66	0,008	686,26	3.06	0,023	Vérifié
6	2998,28	9084,93	0,009	935,61	3.06	0,029	Vérifié
5	2998,28	12083,21	0,009	1146,18	3.06	0,031	Vérifié
4	2998,28	15081,49	0,010	1319,82	3.06	0,037	Vérifié
3	2998,28	18079,77	0,010	1459,66	3.06	0,040	Vérifié
2	2998,28	21078,04	0,009	1563,40	3.06	0,040	Vérifié
1	2998,28	24076,32	0,070	1636,71	3.06	0,034	Vérifié
RDC	2998,28	27074,60	0,003	1670,14	3.06	0,016	Vérifié

Tableau. IV.13. Vérification de l'effet P- $\Delta$  pour le sens longitudinal

Le tableau V-11 résume l'ensemble des résultats dans le sens transversal (ses y - y)

Niveau	Wt	Pk (t)	$\Delta_{ky}$	Vy	h (m)	$\theta$	Observation
8	3088,38	3088,38	0,007	368,18	3.06	0,019	Vérifié
7	2998,28	6086,66	0,007	670,21	3.06	0,021	Vérifié
6	2998,28	9084,93	0,008	908,47	3.06	0,026	Vérifié
5	2998,28	12083,21	0,009	1110,01	3.06	0,032	Vérifié
4	2998,28	15081,49	0,009	1276,95	3.06	0,035	Vérifié
3	2998,28	18079,77	0,008	1407,15	3.06	0,034	Vérifié
2	2998,28	21078,04	0,008	1507,79	3.06	0,037	Vérifié
1	2998,28	24076,32	0,006	1577,73	3.06	0,030	Vérifié
RDC	2998,28	27074,60	0,003	1605,43	3.06	0,017	Vérifié

Tableau.IV.14. Vérification de l'effet P- $\Delta$  pour le sens transversal.

#### Remarque :

Puisque tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- $\Delta$  peut être négligé pour les deux sens.

#### IV.2.7.5. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

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

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

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

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

$M_s$  : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

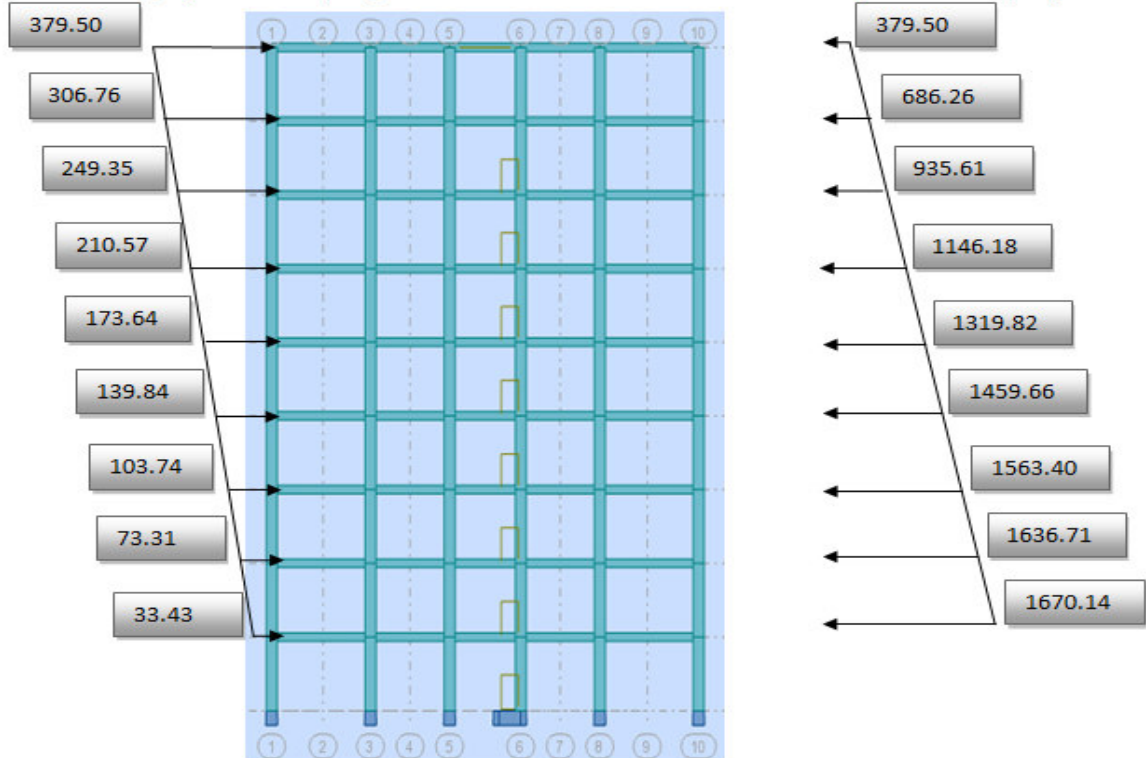
$$M_s = W \times L/2$$

$W$  : le poids total de la structure

Sens X

Forces sismique par niveau (KN)

Efforts tranchants par niveaux (KN)





Sens Y

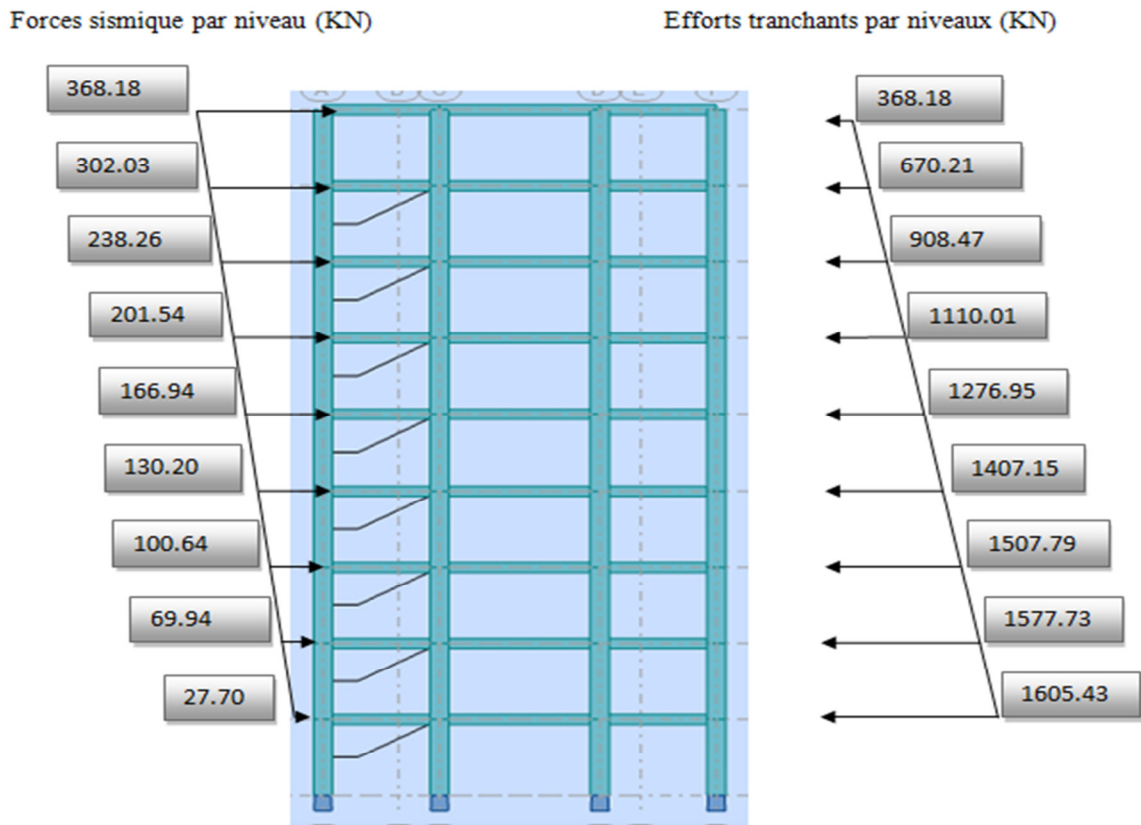


Fig IV.15. Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation dans le sens X et Y

❖ Sens longitudinal :

$$M_{sx} = 27074.60 \times (21.60/2) = 292405.68 \text{ KN.m}$$

Niveau	Fx(kn)	hi	Mr (x)
RDC	33.43	3.06	102,30
01	73.31	6.12	448,66
02	103.74	9.18	952,33
03	139.84	12.24	1711,64
04	173.64	15.30	2656,69
05	210.57	18.36	3866,07
06	249.35	21.42	5341,08
07	306.76	24.48	7509,48
08	379.50	27.54	10451,43
			Σ = 33039,68

Tableau.IV.15. Moment de renversement provoqué parles charges horizontales sens (x).

$$M_{R_x} = 33039.68 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérifications:**

$$M_s/M_{R_x} = 8.85 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

❖ **Sens transversal :**

$$M_s = 27074.60 \times (13.50/2) = 182753.55 \text{ KN.m}$$

Niveau	Fy(kn)	hi	Mr (y)
RDC	27.70	3.06	84,76
01	69.94	6.12	428,03
02	100.64	9.18	923,88
03	130.20	12.24	1593,65
04	166.94	15.30	2554,18
05	201.54	18.36	3700,27
06	238.26	21.42	5103,53
07	302.03	24.48	7393,69
08	368.18	27.54	10139,13
			$\Sigma = 31921,12$

**Tableau.IV.16. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (y).**

$$M_{R_y} = 31921.12 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérifications:**

$$M_s/M_{R_x} = 5.73 > 1.5 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

#### IV .8.Conclusion :

Par suite des résultats calculés obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre structure est bien dimensionnée et peut résister aux différents chocs extérieurs.

## IV. Etude dynamique

### IV.1. Etude au Vent

#### IV.1.1. Introduction

Le vent est un phénomène météorologique résultant de la différence des pressions entre les zones de l'atmosphère. ce phénomène se déroule dans les couches supérieures de ce dernier. Le mouvement de l'air est parfois régulier (laminaire), et à proximité du sol il devient turbulent à cause des irrégularités des surfaces.

L'objet de cette étude. est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, telle que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent Le calcul est conduit selon les règles en vigueur [N.V 2013].

Le bâtiment sera modélisé par une console encastrée dans le sol et soumis à une pression due au vent répartie sur la hauteur.

#### IV.2. Action due au vent

Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions libres variables représentent soit comme des pressions ou des forces.

L'action du vent dépend de sa vitesse, de la catégorie de la construction, des Proportions d'ensemble, De l'emplacement de l'élément étudié dans la construction et de son orientation par rapport au vent. Des dimensions de l'élément considéré et de la forme de la paroi à laquelle appartient l'élément considéré.

Notre construction appartient à la **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99).

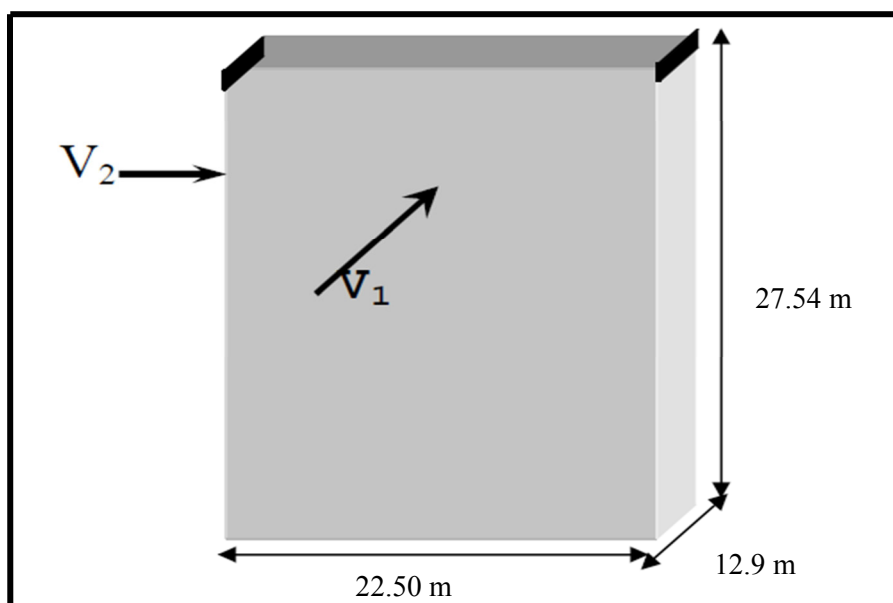


Figure IV.01 : Action du vent

❖ L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

#### IV.2.1. détermination du coefficient dynamique Cd :

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la Partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

##### Valeur de Cd :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51):

##### Sens V1 du vent:

$h=27.54\text{ m}$  ;  $b=22.50\text{ m}$ .

Après l'interpolation : **Cd =0,94**

##### Sens V2 du vent:

$h=27.54\text{ m}$ ;  $b=12.9\text{ m}$ .

Après l'interpolation : **Cd =0,95**

#### IV.2.2.détermination de la pression dynamique de vent $q_{dyn}$ :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$$

$Z_j$  : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j.

$q_{ref}$  : pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

$q_{ref}$  : donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

Zone I  $\rightarrow q_{ref} = 375\text{ N/m}^2$ .

$C_e$  : Coefficient d'exposition au vent.

$C_e$  : peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z) = C_T(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{K_T}{C_T(Z) \times C_r(Z)}\right]$$

Site plat  $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$ .

$C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent; Sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$Z \leq Z_{min} \quad C_r(z) = K_T \times \ln(Z_{min}/Z_0)$$

$$Z_{min} \leq Z \leq 200\text{ m} \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \ln(Z_0/Z)$$

$K_T$  : Facteur de terrain.

$Z_0$  : Paramètre de rugosité.

$Z_{min}$  : Hauteur minimale.

$Z$  : Hauteur considérée.

D'après le tableau (2.4 des RNV99) on a :

$$K_T = 0,24.$$

$$Z_0 = 1 \text{ m.}$$

$$Z_{\min} = 16 \text{ m.}$$

Le tableau suivant résume les coefficients cités ci avant:

Z (m)	$K_T$	$Z_0$	$Z_{\min}$	$C_r$	$C_T$	$C_e(z)$	$q_{\text{ref}}$	$q_{\text{dyn}} \text{ (N/m}^2\text{)}$
1,53	0,24	1	16	0,66542129	1	1.56069332	375	585.259995
4,59	0,24	1	16	0,66542129	1	1.56069332	375	585.259995
7,65	0,24	1	16	0,66542129	1	1.56069332	375	585.259995
10,71	0,24	1	16	0,66542129	1	1.56069332	375	585.259995
13,77	0,24	1	16	0,66542129	1	1.56069332	375	585.259995
16,83	0,24	1	16	0,67755912	1	1,59738569	375	599,019633
19,89	0,24	1	16	0,7176521	1	1,72068007	375	645,255027
22,95	0,24	1	16	0,7519963	1	1,82885223	375	685,819588
26,01	0,24	1	16	0,78203546	1	1,92539903	375	722,024636

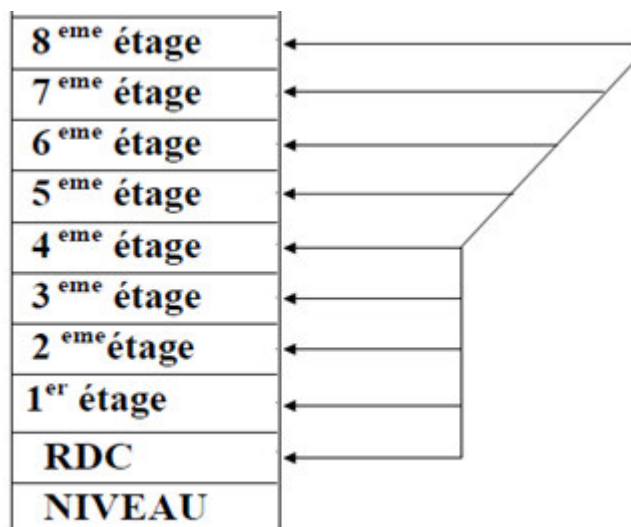


Figure IV.2 : Répartition de la pression dynamique

**IV.2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe :**

Les coefficients de pression externe Cpe des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C<sub>pe</sub> s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,10} \dots \dots \dots \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \dots \dots \dots \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \dots \dots \dots \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow$  donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$

**a- Parois verticales :**

Sens x : h = 27.54 m ; b = 22.50m.

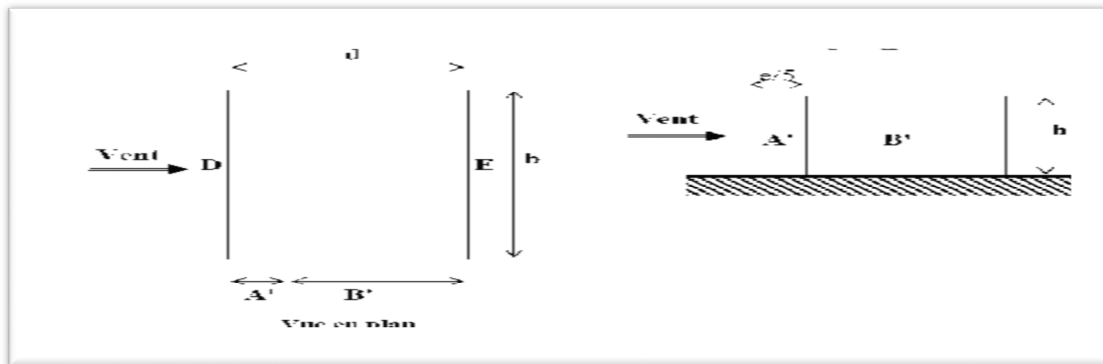
e = Min (b, 2h).

=> e = Min (22.50, 2x27.54).

e = 22.50 m.

b : dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la Construction. b = 22.50 m

h : hauteur total de la construction.



**Fig.IV.03. répartition des coefficients de pression (paroi verticale) sens Y**

Le tableau ci-après montre les différents résultats :

A'	B'	D	E
C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,10</sub>
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

Sens y:  $h = 27.54 \text{ m}$ ;  $b = 12.9 \text{ m}$ .

$e = \text{Min}(12.9, 2 \times 27.54)$ .

$e = 12.9 \text{ m}$

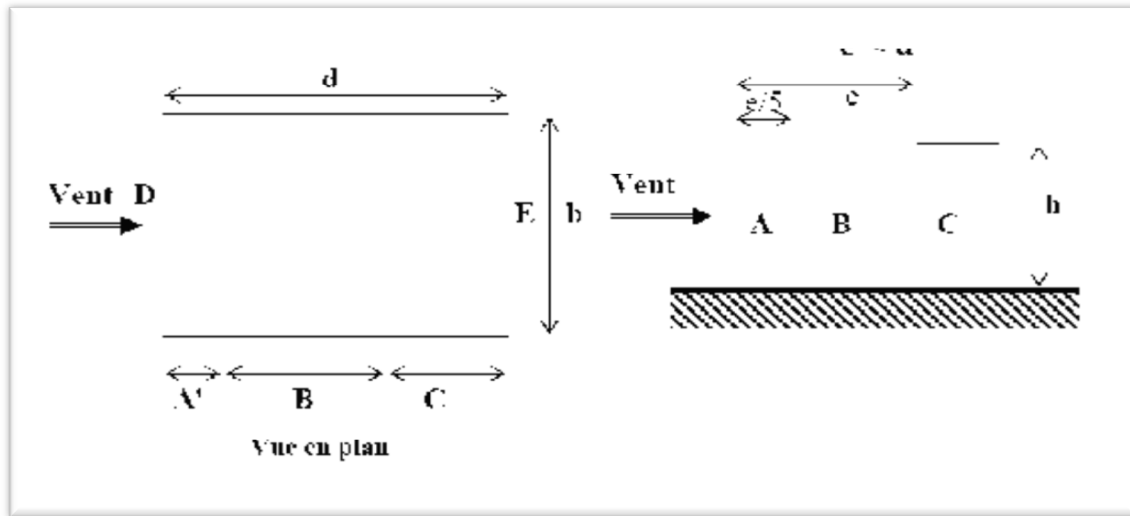


Fig.IV.04. répartition des coefficients de pression (paroi verticale) sens X

Le tableau suivant résume les résultats

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

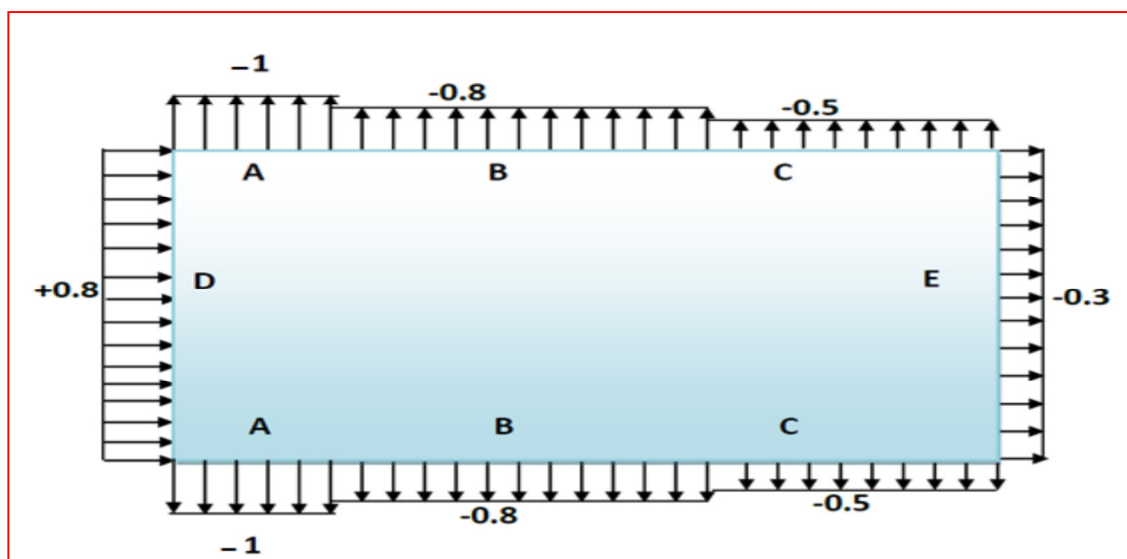


Fig .IV.05.répartitions des coefficients de pression

**b- Toitures plates :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient  $C_{pe,10}$  est donné dans le Tableau 5.2 (RNV99 P.66).

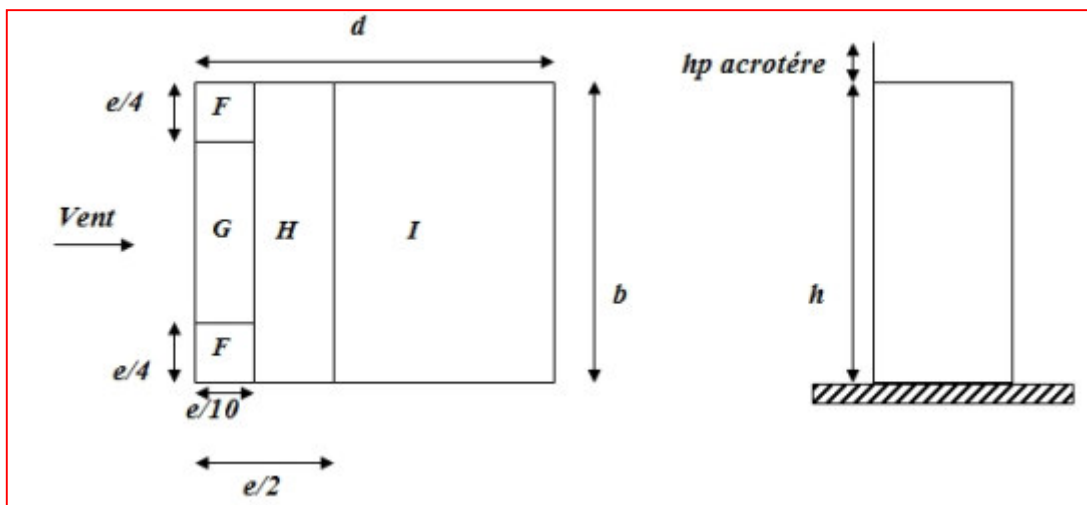
$e = \text{Min} [b ; 2h]$

$b$  : dimension du coté perpendiculaire au vent.

$e = \text{min} [22.50; 2 \cdot 27.54]$

sens X  $e = 22.50 \text{ m}$ .

sens Y  $e = 12.9 \text{ m}$



**Fig.IV.06 répartitions des coefficients de pression (Acrotère)**

Dans notre cas  $h_p/h = 0.6/27.54 = 0,022$

		zones			
		F	G	H	I
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Avec acrotères	$h_p/h=0.025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h=0.05$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h=0.10$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

On trouve :

Zone F :  $C_{pe,10} = -1,6$

Zone G :  $C_{pe,10} = -1,1$

Zone H :  $C_{pe,10} = -0,70$

Zone I :  $C_{pe,10} = \pm 0,2$



#### IV.2.4. Détermination des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ :

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures.

Les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$$C_{pi} = 0,8 \text{ et } C_{pi} = -0,5 \text{ (art 2.2 des RNV99. P78)}$$

#### IV.2.5. Détermination du coefficient de pression de vent $C_p$

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Les différents résultats sont donnés dans le tableau ci-après:

Pour  $C_{pi} = 0,8$ . Alors, on a le tableau suivant :

zone	$C_{pi}$	$C_{pe,10}$	$C_p$
AA'	0,8	-1,00	-1,80
BB'	0,8	-0,80	-1,60
C	0,8	-0,50	-1,30
D	0,8	+0,80	0,00
E	0,8	-0,30	-1,10
F	0,8	-1,6	-2,4
G	0,8	-1,1	-1,9
H	0,8	-0,70	-1,50
I	0,8	-0,20	-1,00
		+0,20	-0,60

Pour  $C_{pi} = -0,5$  Alors on a le tableau suivant :

zone	$C_{pi}$	$C_{pe, 10}$	$C_p$
AA'	-0,5	-1,00	-0,50
BB'	-0,5	-0,80	-0,30
C	-0,5	-0,50	-0,00
D	-0,5	+0,80	+1,30
E	-0,5	-0,30	+0,20
F	-0,5	-1,6	-1,1
G	-0,5	-1,1	-0,6
H	-0,5	-0,70	-0,20
I	-0,5	-0,20	+0,30
		+0,2	+0,70

#### IV.2.6. Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions des catégories I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées comme rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  on utilise la formule 2.1 (RNV.99. P.40):

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$W$  (N/m<sup>2</sup>) : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

$W_j$  : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [ C_{pe} - C_{pi} ]$$

#### IV.2.7. Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de Catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (2.8)$$

$J$  : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

$Z_j$  : hauteur du centre de l'élément  $j$ .

$S_{fr,j}$  : aire de l'élément de surface  $j$ .

$C_{fr,j}$  : coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$ .

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport  $d/b \geq 3$ , soit le rapport  $d/h \geq 3$ , soient vérifiés ; ou  $b$  est la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent,  $h$  la hauteur de la construction, et  $d$  la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

**Sens x:**

$$d/b = 12.90/22.50 = \mathbf{0,57} < \mathbf{3} \text{ non vérifiée.}$$

$$d/h = 12.90/27.54 = \mathbf{0,46} < \mathbf{3} \text{ non vérifiée.}$$

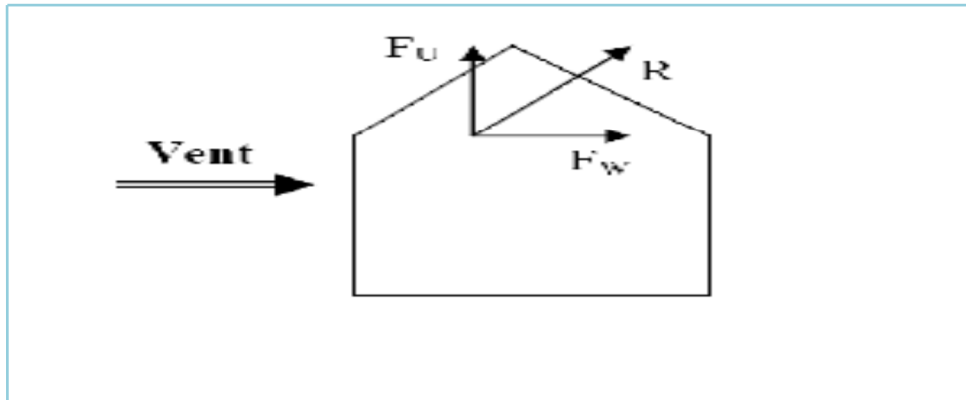
**Sens y:**

$$d/b = 12.90/22.50 = \mathbf{1,89} < \mathbf{3} \text{ non vérifiée.}$$

$$d/h = 12.90/27.54 = \mathbf{0,88} < \mathbf{3} \text{ non vérifiée.}$$

**IV.2. 8. Détermination de la force résultante :**

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale



**Fig. IV.7. La force résultante R se décompose en deux forces**

FW : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

FU : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \Sigma (q_j \times S_j) + \Sigma F_{frj}$$

$\Sigma$  : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

$q_j$  : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

$S_j$  : aire de l'élément de surface j.

$F_{frj}$  : forces de frottement

Le tableau suivant résume les résultats pour le sens longitudinal :

Z	Cp	S(x,	S(y, y)	Qdyn	QJ(x)	QJ(y)	R(x)	R(y)
1,53	-1,1	68.85	39.47	585.259995	-611.5969	-611.5969	- 42108.4465	-24139.7296
4,59	-1,1	68.85	39.47	585.259995	-611.5969	-611.5969	- 42108.4465	-24139.7296
7,65	-1,1	68.85	39.47	585.259995	-611.5969	-611.5969	- 42108.4465	-24139.7296
10,71	-1,1	68.85	39.47	585.259995	-611.5969	-611.5969	- 42108.4465	-24139.7296
13,77	-1,1	68.85	39.47	585.259995	-611.5969	-611.5969	- 42108.4465	-24139.7296
16,83	-1,1	68.85	39.47	599,019633	-625,9755	-625,9755	-43098.4131	-24707.2529
19,89	-2,4	68.85	39.47	645,255027	-1471,1814	-1471,1814	-101290.8394	-58067.5298
22,95	-1,9	68.85	39.47	685,819588	-1237.9043	-1237.9043	-85229.7110	-48860.0827
26,01	-1,5	68.85	39.47	722,024636	-1028,8842	-1028,8842	-70838.67	-40610.0593

Valeurs des forces de frottement  $C_{pi} = 0,8$  (sens longitudinal).

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -510999.866 \text{ N} = -510.999866 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -292943.5727 \text{ N} = -292.9435727 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats pour le

Z	Cp	S(x, x)	S(y, y)	Qdyn	QJ(x)	QJ(y)	R(x)	R(y)
1,53	0,2	68.85	39.47	585.259995	111.1993	111.1993	7656.0721	4389.0363
4,59	0,2	68.85	39.47	585.259995	111.1993	111.1993	7656.0721	4389.0363
7,65	0,2	68.85	39.47	585.259995	111.1993	111.1993	7656.0721	4389.0363
10,71	0,2	68.85	39.47	585.259995	111.1993	111.1993	7656.0721	4389.0363
13,77	0,2	68.85	39.47	585.259995	111.1993	111.1993	7656.0721	4389.0363
16,83	0,2	68.85	39.47	599,019633	113.8137	113.8137	7836.0732	4492.2267
19,89	-1,1	68.85	39.47	645,255027	-674.2915	-674.2915	-46424.9697	-26614.2855
22,95	-0,6	68.85	39.47	685,819588	-390.9171	-390.9171	-26914.64	-15429.4979
26,01	-0,2	68.85	39.47	722,024636	-137.1846	-137.1846	-9445.1597	-5414.7662

### Sens transversal

Valeurs des forces de frottement  $C_{pi} = -0,5$  (sens transversal).

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -36668.3357 \text{ N} = -36.6683357 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -21021.0513 = -21.0210513 \text{ KN}$$

### Conclusion

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.

## V.1. Ferrailage des poteaux

### V.1.1.Introduction :

Nous avons déterminé lors des chapitres précédents les sollicitations revenant aux éléments structuraux (principaux et secondaires) dues aux charges permanentes, d'exploitation et aux forces sismiques, leur combinaison nous a permis d'avoir le cas de sollicitation le plus défavorable pour chacun des éléments.

L'objectif du présent chapitre est de ferrailer les portiques et les voiles de notre structure, et ce en se fiant aux résultats obtenus précédemment ainsi qu'aux règles de calcul et réglementation en vigueur à savoir le CBA 93 et le RPA 2003.

### V.1.2.ferrailage des éléments :

#### V.1.2.1.ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à un moment fléchissant « **M** », un effort normal « **N** » et un effort tranchant « **T** » ; c'est-à-dire sollicités en flexion composée avec compression

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau. V.1.Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

#### Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

#### ❖ Selon BAEL 91 :

$$\text{E.L.U : Situation durable : } 1.35 G + 1.5 Q + W \quad (1)$$

$$1.35 G + 1.5 W + Q \quad (2)$$

#### ❖ Selon les R.P.A 99 :

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$$G+Q+E \quad (3) \quad G+Q-E \quad (4)$$

$$0.8G+E \quad (5) \quad 0.8G-E \quad (6)$$

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d’exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l’effet des accélérations verticales des séismes.

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l’E.L.U.

**Recommandations des RPA99/Version 2003 :**

❖ **Armatures longitudinales :**

D’après l’article 7.4.2 des RPA99/Version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage minimal sera de :

0.8 % en zone IIa

Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone recouvrement
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\Phi$  en zone IIa

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa

**V.1.2.2. calcul le ferraillage :**

Soit le poteau du RDC ou EC dimension  $(55 \times 65) \text{ cm}^2$ :

$C = 5 \text{ cm}$  ;  $S = 55 \times 65 (\text{cm}^2)$  ; acier Fe E400;  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .

$F_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.20 \text{ Mpa}$  ;

$L = 3.40 \text{ m}$  : hauteur totale du Poteau.

ELU (1,35G + 1,5Q)		0.8G+EY		G+Q+EY		G+Q+EX		ELS (G + Q)	
N <sub>MAX</sub> [KN]	M <sub>Corr</sub> [KN.m]	N <sub>MIN</sub> [KN.m]	M <sub>Corr</sub> [KN.m]	M <sub>MAX</sub> [KN.m]	N <sub>Corr</sub> [KN]	M <sub>MAX</sub> [KN.m]	N <sub>Corr</sub> [KN]	N <sub>MAX</sub> [KN]	M <sub>Corr</sub> [KN.m]
2293.29	10.12	12.76	3.17	173.53	128.93	96.81	103.30	1670.66	7.36

**Tableau.V.2 combinaisons des charges.**

**1<sup>er</sup> cas : ELU : (N<sub>max</sub> = 2293.29 KN ; M<sub>corr</sub> = 10.12 KN.m)**

Selon l’article (A.4.4du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_o + e_a$$

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

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre.

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{MAX}}} = \frac{10.12}{2293.29} = 0.44 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 306/250 = 1.22 \quad \Rightarrow \quad e_a = 2\text{cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.44 + 2 = 2.44 \text{ cm.}$$

$e_2$ : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

$h$  : Hauteur de la section du poteau

$l_f$  : Longueur de flambement de poteau.

$l_0$  : La hauteur du poteau

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$3.29 < \max(15; 0.75) = 15.$$

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

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

$\Phi$ : Généralement on prend ( $\Phi=2$ ).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.14}{0.65}\right) = 11.39$$

$$\lambda \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(11.39/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.65} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0077 \text{ m} = 0.77 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.44 + 0.77 \quad \Rightarrow \quad e = 3.21 \text{ cm} = 0.0321 \text{ m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 2293.19 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 2293.19 \times 0.0321 = \mathbf{73.61 \text{ KN.m}}$$

**N:** Est effort de compression et le centre de pression ce trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$A = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55 \times 0.65 \times 14.2 \times 10^3 \\ = 906.41 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} \\ = 2293.29 \times (0.60 - 0.65/2) + 73.61 \\ = 704.26 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}} = 2293.29 \times (0.60 - 0.05) - 704.26 \\ = 557.05 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \quad \mathbf{A = 906.41 \text{ KN.m} > B = 557.05 \text{ KN.m}}$$

**Donc :** La section est partiellement Comprimée

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{704260}{55 \times 60^2 \times 14.2} = 0.250$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.366 ; \beta = 0.854)$$

$$A_f = \frac{M_{\text{ua}}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{704260}{348 \times 0.854 \times 60} = 39.49 \text{ cm}^2$$

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 39.49 - \frac{2293290}{100 \times 348} = -26.40 \text{ cm}^2$$

$A_{s1} = -26.40 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$  Puisque A est négative, il faut prévoir des Armatures minimale.

**2<sup>eme</sup> cas 0.8G+EY: (N<sub>Min.</sub> = 12.76 KN ; M<sub>corr</sub> = 3.17 KN.m)**

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{min}}} = \frac{3.17}{12.76} = \mathbf{24 \text{ cm.}}$$

$$e_a = \mathbf{\max(2\text{cm} ; L/250)}.$$

$$L/250 = 306/250 = 1.22 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{e_a = 2\text{cm.}}$$



$$e_1 = e_0 + e_a = 24 + 2 = 26 \text{ cm}$$

$e_2$ : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$3.29 < \max(15; 8) = 15.$$

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

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

$\Phi$ : Généralement on prend ( $\Phi=2$ ).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.14}{0.65}\right) = 11.39$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(11.39/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.65} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0077 \text{ m} = 0.77 \text{ cm}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 26 + 0.77 \quad \Rightarrow \quad e = 26.77 \text{ cm} = 0.268 \text{ m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\min} = 12.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 12.76 \times 0.268 = 3.42 \text{ KN.m}$$

$N$ : Est effort de compression et le centre de pression se trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$- A = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55 \times 0.65 \times 18.5 \times 10^3$$

$$- = 1180.89 \text{ KN.m}$$

$$- B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 12.76 \times (0.60 - 0.65/2) + 3.42 \\ = 6.93 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua} = 12.76 \times (0.60 - 0.05) - 6.93$$

$$= 0.088 \text{ KN.m}$$

Alors :  $A = 1180.89 \text{ KN.m} > B = 0.088 \text{ KN.m}$

**Donc** : La section est partiellement Comprimée.

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6.93}{55 \times 60^2 \times 18.5} = 0.001$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.0012 ; \beta = 0.999)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{6930}{400 \times 0.999 \times 60} = 0.28 \text{ cm}^2$$

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0.28 - \frac{12760}{100 \times 400} = -0.04 \text{ cm}^2$$

$A_{s2} = -0.04 \text{ cm}^2 < 0$  Puisque A est négative ,il faut prévoir des Armature minimale.

**3<sup>ème</sup> cas G+Q+EY: ( $M_{\max} = 173.53 \text{ KN}$  ;  $N_{\text{corr.}} = 128.93 \text{ KN.m}$ )**

$$e_0 = \frac{M_{\text{MAX}}}{N_{\text{Corr}}} = \frac{173.53}{128.93} = 135 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 306/250 = 1.22 \text{ cm} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 135 + 2 = 137 \text{ cm}$$

$e_2$ : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$3.29 < \max(15; 42.15) = 42.15.$$

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

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

$\Phi$ : Généralement on prend ( $\Phi=2$ ).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left( \frac{2.14}{0.65} \right) = 11.39$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(11.39/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.65} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0077 \text{ m} = 0.77 \text{ cm}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 137 + 0.77 \quad \Rightarrow \quad e = 137.77 \text{ cm} = 1.38 \text{ m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{Corr}} = 128.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 128.93 \times 1.38 = 177.92 \text{ KN.m}$$

$N$ : Est effort de compression et le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivante pour une section partiellement comprimée :

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$- A = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55 \times 0.65 \times 18.5 \times 10^3$$

$$- = 1180.89 \text{ KN.m}$$

$$- B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}}$$

$$= 1180.89 \times (0.60 - 0.65/2) + 177.92$$

$$= 502.66 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua} = 128.93 \times (0.60 - 0.05) - 502.66$$

$$= -431.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } A = 1180.89 \text{ KN.m} > B = -431.75 \text{ KN.m}$$

Donc : La section est partiellement comprimée

❖ Détermination des Armatures à la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{502660}{55 \times 60^2 \times 18.5} = 0.137$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \quad \Rightarrow \quad (\alpha = 0.185 ; \beta = 0.926)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{502660}{400 \times 0.926 \times 60} = 22.62 \text{ cm}^2$$

❖ Détermination des Armatures à la flexion Composée :

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 22.62 - \frac{128930}{100 \times 400} = 19.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = 19.40 \text{ cm}^2$$

4<sup>ème</sup> cas G+Q+EX (sens non porteur) : ( $M_{\max} = 96.81 \text{ KN.m}$  ;  $N_{\text{corr.}} = 103.30 \text{ KN}$ )

$$e_0 = \frac{M_{\text{MAX}}}{N_{\text{Corr}}} = \frac{96.81}{103.30} = 93.71 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 306/250 = 1.22 \text{ cm}$$

$$e_a = 2\text{cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 93.71 + 2 = 95.71 \text{ cm}$$

$e_2$ : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$3.66 < \max(15; 34.80) = 34.80.$$

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

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

$\Phi$ : Généralement on prend ( $\Phi=2$ ).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.14}{0.55}\right) = 13.46$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(13.46/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.55} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0091 \text{ m} = 0.91\text{cm}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 95.71 + 0.91 \Rightarrow e = 96.62 \text{ cm} = 0.97 \text{ m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{Corr}} = 103.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 103.30 \times 0.97 = 100.20 \text{ KN.m}$$

$N$ : Est effort de compression et le centre de pression ce trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad A &= (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.65 \times 0.55 \times 18.5 \times 10^3 \\
 - \quad &= \mathbf{958.00 \text{ KN.m}} \\
 - \quad B &= N_u \times (d - c') - M_{ua} \\
 M_{ua} &= N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} \\
 &= 103.30 \times (0.50 - 0.55/2) + 100.20 = 123.44 \text{ KN.m} \\
 B &= N_u \times (d - c') - M_{ua} = 103.30 \times (0.50 - 0.05) - 123.44 \\
 &= \mathbf{-76.96 \text{ KN.m}}
 \end{aligned}$$

Alors :  $A = 958.00 \text{ KN.m} > B = -76.96 \text{ KN.m}$

**Donc :** La section est partiellement comprimé

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{123440}{65 \times 50^2 \times 18.5} = 0.041$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \quad \Rightarrow \quad (\alpha = 0.052 ; \beta = 0.979)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{123440}{400 \times 0.979 \times 50} = 6.30 \text{ cm}^2$$

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 6.30 - \frac{103300}{100 \times 400} = 3.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s4} = \mathbf{3.72 \text{ cm}^2}$$

• **Vérification des sections : RPA (99 ver 2003) :**

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale :  $A_{s \text{ min}} = 0.8\%(b.h)$  (zone IIa).

$$A_{\text{min}} = 0.8\%(b \times h) = 0.008 \times 55 \times 65 = \mathbf{28.60 \text{ cm}^2}.$$

Leur pourcentage maximal :

**Zone courante :**

$$A_{\text{max}} = 4\%(b \times h) = 0.04 \times 55 \times 65 = \mathbf{143.00 \text{ cm}^2}.$$

**Zone de recouvrement :**

$$A_{\text{max}} = 6\%(b \times h) = 0.06 \times 55 \times 65 = \mathbf{214.50 \text{ cm}^2}.$$

• **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\text{min}} = 0.23 b . d . \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 60 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{3.98 \text{ cm}^2}$$

On adopte pour une section totale :  $4HA20 + 8HA16 = 28.65 \text{ cm}^2$

DONC :  $A = \max (A_{cal} ; A_{min}^{RPA} ; A_{min}^{BAEL} )$

Section	$A_{T1}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{T2}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{T3}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{T4}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}^{RPA}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}^{BAEL}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )	CHOIX	$A_{cor}$ ( $\text{cm}^2$ )
55x65	(-) 26.40	(-) 0.04	(+) 19.40	(+) 3.72	28.60	3.98	28.60	8HA20 + 4HA16	28.65

Tableau V.3 récapitulatif du résultat

**Vérification à L’ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferraillage longitudinal des poteaux à l’ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l’état limite de service.

-Les contraintes sont calculées à l’E LS sous les sollicitations de ( $N_{ser}$ ,  $M_{ser}$ ).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l’acier.

La contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d’acier est limitée par :  $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$

**Les poteaux sont calculés en flexion composée.**

$$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{7.36}{1670.66} = 0.0044$$

$$e_o = 0.0044 < \frac{h}{6} = \frac{0.65}{6} = 0.10$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < \sigma = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 55 \times 65 + 15 \times (28.65) = 4004.75 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 32.5 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v = 65 - 32.5 = 32.5 \text{ cm}$$

$$I_{XX} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{XX} =$$

$$\frac{55}{3} (32.5^3 + 32.5^3) + 15(14.33 \times (32.5 - 5)^2 + 14.33 \times (32.5 - 5)^2) = 1583809.79 \text{ cm}^4$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 7.36 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{1670660}{100 \times 4004.75} = 4.17 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{7360}{1583809.79} = 0.0046$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 7.17 + (0.0046 \times 32.5) = 7.32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 7.32 \text{ Mpa} < 15$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L' E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[7.17 + 0.0046(32.5 - 5)] = 109.45 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[7.17 - 0.0046(60 - 32.5)] = 105.65 \text{ Mpa}$$

➤ **Armatures transversales :**

• **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La  $V_{max} = 199.66 \text{ KN}$ .

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{199660}{550 \times 600} = 0.60 \text{ Mpa}$$

$\tau_u$ : contrainte de cisaillement

$V_u$ : effort tranchant de la section étudiée

$b_0$ : la largeur de la section étudiée

$d$ : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible

□  $\tau_u$  égale a:

• **Selon le CBA93 :**

$\tau_u < (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$  Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

$\tau_u < \bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$  Pour une fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$  ..... condition vérifié

**Selon l'article 7.4.3.2 des RPA 99/Version 2003 :**

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$- \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g > 5$$

$$- \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Où  $\rho_d$  est égal à 0.075 si l'élançement géométrique, dans la direction considéré, est supérieur ou égal à 5, et a 0.04 dans le cas contraire.

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \tau_{bu}$ .....condition vérifiée

#### ➤ Armatures transversales :

Selon le RPA99/version 2003 **art 7.4.2.2** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul

$h$  : Dimension du poteau

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier transversale

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant,  $\rho_a = 2.50$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$   
 $\rho_a = 3.75$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$

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

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

Dans notre cas .

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) = \left( \frac{2.14}{0.55} ; \frac{2.14}{0.65} \right) = (3.89 ; 3.29)$$

On prend  $\rho_a = 3.75$

#### Condition d'espacement :

D'après l'article **7.4.2.2** des RPA99/ Version 2003 l'espacement des armatures transversales est fixé comme suit :

#### Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\phi_l ; 15\text{cm}) \text{ en zones IIa}$$

$$S_t \leq \min (16 \text{ cm} ; 15\text{cm}) = 10 \text{ cm}$$



Dans la zone courante :

$$St' \leq 15 \phi l \text{ en zones II}$$

$$St' \leq 24 = \text{en prend } St' = 15 \text{ cm}$$

Avec :

$\phi l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante :

Détermination de  $A_t$  :

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e} St = \frac{3.75 \times 199660}{65 \times 400 \times 100} \times 15 = 0.43 \text{ cm}^2$$

Soit 2 cadres en HA10 Pour ( $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ ).

Vérification des cadres des armatures minimales

➤ Selon RPA99 version 2003 (7.4.2.2):

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% & \Rightarrow \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0,8\% & \Rightarrow \text{si } \lambda g \leq 5 \end{cases}$$

Si  $3 \leq \lambda g \leq 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale  $t=10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est}$$

vérifiée.

Dans la zone courant :  $t=15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.48 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est}$$

vérifiée.

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$A_{min}^{RPA}$ ( $\text{cm}^2$ )	Barres long	$A_{choisie}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_t$ choisie ( $\text{cm}^2$ )	$S_t$ (cm) (nodale)	$S_t$ (cm) (courante)
55x65	28.60	4HA20 + 8HA16	28.65	3.14	10	10

Tableau.V.4. Résultat ferraillage de poteaux

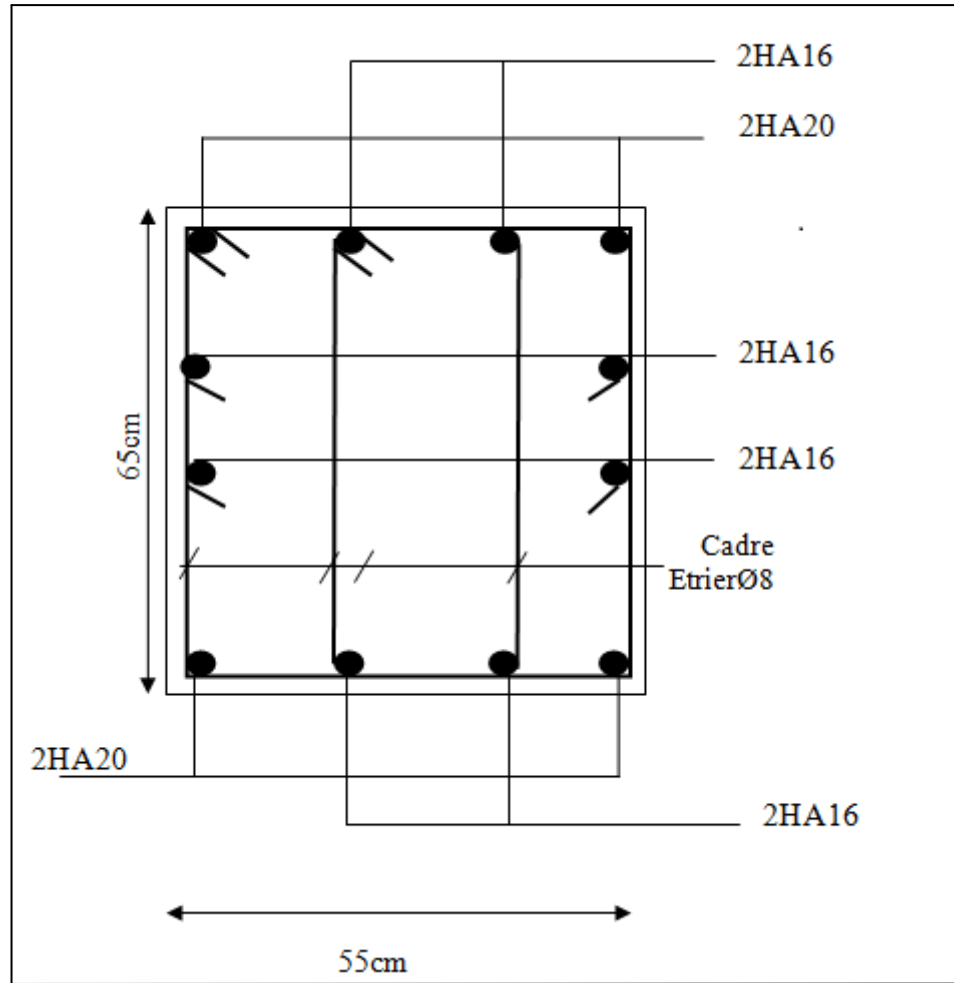


Fig. V.1. Coupe de ferraillage de section de poteau

### V.2.1.Ferrailage des éléments

#### Les Poutres:

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

- D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S. La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

#### BAEL91:

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0.23 \times d \times b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{A.4.2.1})$$

$$\text{Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times b \times h \quad (\text{B.6.4})$$

#### - Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

On doit vérifier que :  $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$  avec :

- Selon le CBA93 :

- $\bar{\tau} = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{MPa})$  Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

- $\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa})$  Pour une fissuration peu nuisible.

#### - Détermination de l'armature transversale :

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

Les conditions suivantes doivent être vérifiées:

Espacement  $S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$ .

Section minimale  $A_t$  des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot F_t}{S_t b_0} \geq 0.4 \text{ Mpa} \quad \text{Soit pratiquement} \quad St \leq \frac{A_t \cdot F_t}{0.4 \cdot b_0}$$

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures d'âme d'une poutre  $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$  d'après Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

$b_0$  : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos a + \sin a)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites :  $K=1, \alpha=\pi/2$  alors :

$$\frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.8 f_e}$$

**- Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5) :**

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \quad \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\diamond \quad \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \quad \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec:

- ♦  $M_t$  : moment MAX en travée.
- ♦  $M_0$ : moment isostatique minimal
- ♦  $B_0$  : largeur de la p outre.
- ♦ d: hauteur utile.
- ♦ A: Section d'armature.

**- Recommandation : RPA 99/version2003:**

**Les armatures longitudinales : (RPA 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de : **40  $\phi$  en Zone (IIa)**

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

**V.2.2.Exemple de calcul :****V .2.2.1. Ferrailage longitudinal (poutres principales) :**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

**Tableau. V.4. Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.**

- D'après BAEL 91 :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \mu < \mu_l = 0.392$$

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

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d}$$

**ELS :**

- La fissuration est peut nuisible Il n'y a aucune vérification concernent  $\sigma_s$ .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Condition de non fragilité : BAEL91 (Art :4.2) (p :23 ;24)

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} \quad A^{BAEL} \geq 1,34 \text{ cm}^2.$$

Poutre P

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} \quad A^{BAEL} \geq 1,18 \text{ cm}^2.$$

Poutre S

Le pourcentage minimal d'armature :

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times (30 \times 40) \quad A_{min}^{BAEL} \geq 1,20 \text{ cm}^2$$

Poutre P

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times (30 \times 35) \quad A_{min}^{BAEL} \geq 1,05 \text{ cm}^2$$

Poutre S

Le pourcentage minimal d'armature RPA 99 (révisé 2003):

$$A_{min}^{RPA} \geq 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times (30 \times 40) \quad A_{min}^{RPA} \geq 6,00 \text{ cm}^2$$

Poutre P

$$A_{min}^{RPA} \geq 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times (30 \times 35) \quad A_{min}^{RPA} \geq 5,25 \text{ cm}^2$$

Poutre S

$$A = \max ( A_{cal} ; A_{min}^{RPA} ; A_{min}^{BAEL} ; A^{BAEL} )$$

1) En Travée :

	h [cm]	b [cm]	d [cm]	$\sigma_{bc(d)}$ [MPa]	$\sigma_{bc(A)}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s(A)}$ Fe [MPa]
<b>Poutre Principale</b>	40	30	37.00	14.2	18.5	348	400
<b>Poutre Secondaire</b>	35	30	32.50	14.2	18.5	348	400

	Combinaison	Cas	M <sub>max</sub> [N.m]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
<b>Poutre Principale</b>	ELU	1.35G+1.5Q	63890	14.20	348
	ELUA	0.8G-EY	133360	18.50	400
<b>Poutre Secondaire</b>	ELU	1.35G+1.5Q	15800	14.20	348
	ELUA	0.8G-EX	33020	18.50	400

Tableau. V.5. combinaison des charges

	Combinaison	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
Poutre Principale	ELU	0.109	0.392	0.144	0.942	5.26
	ELA	0.175	0.392	0.242	0.903	9.97
Poutre Secondaire	ELU	0.035	0.392	0.044	0.982	1.42
	ELA	0.056	0.392	0.072	0.971	2.62

E.L.S : (G+Q)

	$M_u$ [N. m]	$M_{ser}$ [N. m]	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	condition
Poutre Principale	63890	46680	1.36	0.43	0.144	Vérifier
Poutre Secondaire	15800	11470	1.37	0.44	0.044	Vérifier

2) En Appui :

	h [cm]	b [cm]	d [cm]	$\sigma_{bc(d)}$ [MPa]	$\sigma_{bc(A)}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_{s(A)}$ [MPa]
Poutre Principale	40	30	37.00	14.2	18.5	348	400
Poutre Secondaire	35	30	32.50	14.2	18.5	348	400

	Combinaison	Cas	$M_{max}$ [N. m]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
Poutre Principale	ELU	1.35G+1.5Q	123450	14.20	348
	ELA	G+Q+EY	126910	18.50	400
Poutre Secondaire	ELU	1.35G+1.5Q	19960	14.20	348
	ELA	G+Q+EX	45900	18.50	400

	Combinaison	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
Poutre Principale	ELU	0.211	0.392	0.299	0.880	10.89
	ELA	0.167	0.392	0.229	0.908	9.44
Poutre Secondaire	ELU	0.044	0.392	0.056	0.977	1.80
	ELA	0.078	0.392	0.101	0.959	3.68

E.L.S : (G+Q)

	$M_u$ [N. m]	$M_{ser}$ [N. m]	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	$\alpha$	condition
Poutre Principale	123450	90130	1.36	0.43	0.299	Vérifier
Poutre Secondaire	19960	14560	1.37	0.44	0.056	Vérifier

Tableaux récapitulatifs :

**Poutre principale :**

	$A_{cal\ max}$ ( $cm^2$ )	$A^{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^{RPA}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopte}$ ( $cm^2$ )	CHOIX
<b>En travée</b>	9.97	1.34	6.00	1.20	10.65	3HA14+3HA16
<b>En appui</b>	10.89	1.34			12.82	3HA12+3HA20

**Poutre secondaire :**

	$A_{cal\ max}$ ( $cm^2$ )	$A^{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^{RPA}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopte}$ ( $cm^2$ )	CHOIX
<b>En travée</b>	2.62	1.18	5.25	1.05	3.39	3T12
<b>En appui</b>	3.68	1.18			4.62	3T14

**V .2.3.Vérification de la Flèche (poutre principale) : BAEL91 (Art :6.5.1)**  
(p :90 ;91)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

**Poutre principale :**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{520} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.076 > 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{520} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad 0.076 > 0.0742$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{10.65}{30 \times 37} \quad \Rightarrow \quad 0.0105 > 0.0096$$

**donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire**

**Poutre secondaire :**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{445} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.078 > 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{445} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad 0.078 > 0.059$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{30 \times 32.5} \quad \Rightarrow \quad 0.0105 > 0.0035$$

**donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire**



### V.2.4. Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification ce fait comme suite :

Calcule de ( $y_1$ ) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{by_1^2}{2} - 15 A(d - y_1) = 0$$

$$D = 15 \frac{A}{b}$$

$$E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$k_1 = 15 \times \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A \beta_1 d}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

#### 1) La vérification des contraintes :

		A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_{s \text{ adm}}$ (MPa)	$\sigma_{b \text{ adm}}$ (MPa)	condition
Poutre P	Travée	10.65	163.92	13.81	201.63	15	Vérifiée
	Appui	12.82	186.03	14.14	201.63	15	Vérifiée
Poutre S	Travée	3.93	92.50	8.60	201.63	15	Vérifiée
	Appui	4.62	108.31	10.90	201.63	15	Vérifiée

➤ **Armatures transversales :** (la contrainte tangentielle)

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

$\tau_u < \bar{\tau} = \min(0.2 f_{ct28} / \gamma_b, 5 \text{MPa})$  Pour une fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa}$$

Si  $\tau_u < \bar{\tau}$  Alors la condition est vérifié

➤ **Disposition constructive:**

$S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi l; 30\text{cm})$$

- En zone courante:

$$S_t \leq h/2$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$$

➤ **Section minimale des armatures transversales: BAEL (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} \longrightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

**Condition exigée par le RPA2003:**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

**Poutre Principale :**

$$V_{\max} = 199.66 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V}{b \times d} = \frac{199660}{300 \times 370} = 1.80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Leftrightarrow \tau = 1.80 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

**Poutre Secondaire :**

$$V_{\max} = 38.32 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V}{b \times d} = \frac{38320}{300 \times 325} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

**Influence De L'efforts Tranchants Sur Les Armatures Longitudinales :**

Au droit d'un appui ou existe un moment M (Moment de continuité), la section des Armatures inférieurs doit être que l'on ait :

**Poutre Principale :**

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V + \frac{M}{0.9 \times d} \right)$$

$$V_{\max} = 199.66 \text{ KN} \quad M_{\max} = 126.91 \text{ KN}$$

$$A_s = 10.65 \text{ cm}^2 > \left( \frac{1.15}{400} \times \left( 199.66 + \left( \frac{126.91}{0.9 \times 0.37} \right) \right) \right) = 1.67$$

**Condition vérifié****Poutre Secondaire :**

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V + \frac{M}{0.9 \times d} \right)$$

$$V_{\max} = 38.32 \text{ KN} \quad M_{\max} = 45.90 \text{ KN}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > \left( \frac{1.15}{400} \times \left( 38.32 + \left( \frac{45.90}{0.9 \times 0.325} \right) \right) \right) = 0.56$$

**Condition vérifié**

**V.2.5. Disposition Constrictives :**

$S_t$  : L'espace des cours d'armatures transversaux.

**Poutre Principale :****En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm.}$$

**En zone Courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20.00 \longrightarrow S_t = 12 \text{ cm.}$$

$h$  : La hauteur de la Poutre.

$$S_t \leq \min((0.9 \times d); 50 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(33.3 \text{ cm}; 50 \text{ cm}). \quad \text{Condition vérifié}$$

**Poutre Secondaire :****F-1) En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm} \right) = 7 \text{ cm.}$$

**F-1) En zone Courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.50 \quad S_t = 12 \text{ cm.}$$

$h$  : La hauteur de la Poutre.

$$S_t \leq \min((0.9 \times d); 50 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(29.25 \text{ cm}; 50 \text{ cm}). \text{ Condition vérifié}$$

**Section minimale des Armatures Transversales : BAEL (Art : A.5.31) (P : 38)**

**Poutre Principale :**

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{12 \times 0.4 \times 30}{235}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.61 \text{ cm}^2$$

**Poutre Secondaire :**

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{12 \times 0.4 \times 30}{235}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.61 \text{ cm}^2$$

**Condition exigée par le RPA99-v2003 :**

La quotité d'armatures transversales minimale est donnée par :

**Poutre Principale :**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 12 \times 30$$

$$\Rightarrow A_t = 1.08 \text{ cm}^2.$$

Soit cadre+étrier pour 4Ø6 A= 1.13 cm<sup>2</sup>

**Poutre Secondaire :**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 12 \times 30$$

$$\Rightarrow A_t = 1.08 \text{ cm}^2.$$

Soit cadre+étrier pour 4Ø6 A= 1.13 cm<sup>2</sup>

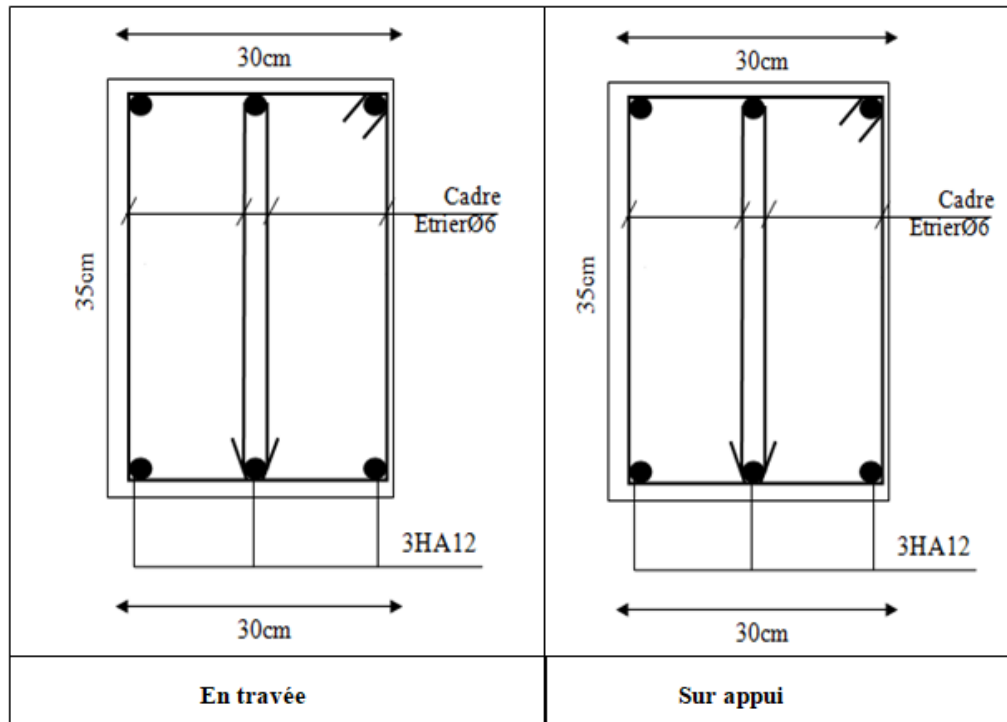


Fig. V.2. Ferraillage de la poutre secondaire.

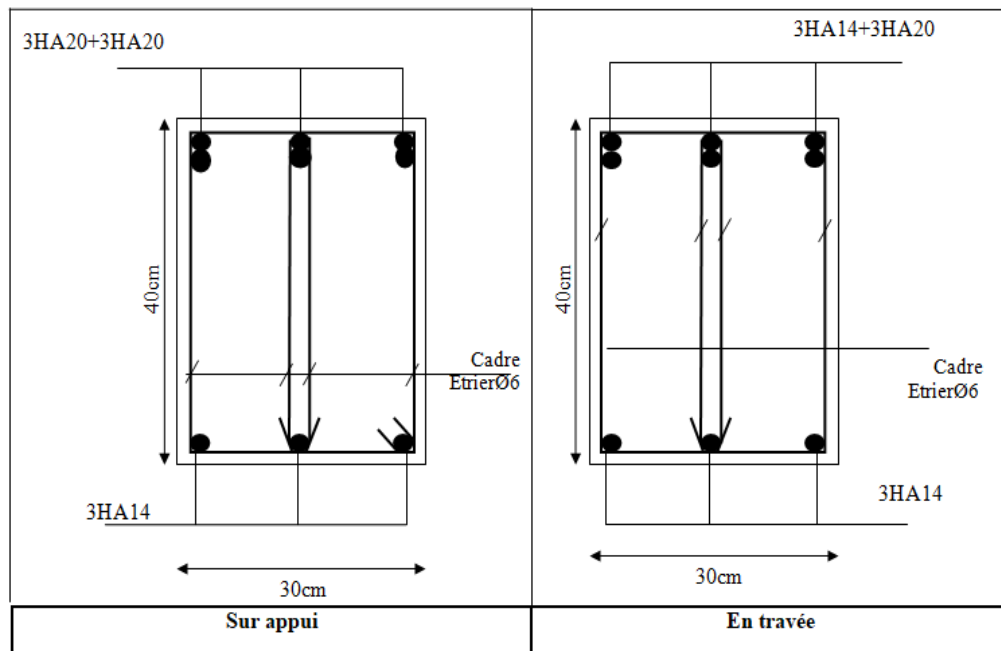


Fig.VI.03. Ferraillage de la poutre principale.

### V.3.1. Ferrailage des voiles

#### V.3.1.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges

Verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

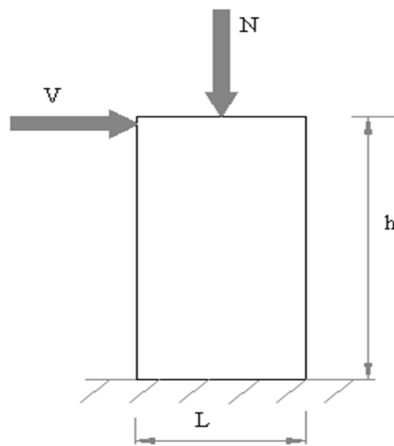


Figure. V.4 Les sollicitations engendrées dans les voiles

#### ➤ Les combinaisons d'action (RPA 99) :

- ✓  $G + Q + E$
- ✓  $0.8G \pm E$

#### ➤ Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

#### V.3.1.2. Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les Armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres Horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales Doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie Supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

➤ **Ferrailage verticale :**

a) Type de section à aborder :

- ✓ *Section Entièrement Tendue (S.E.T)*
- ✓ *Section Entièrement Comprimée (S.E.C)*
- ✓ *Section Partiellement Comprimée (S.P.C)*

b) Type de section à aborder :

➤ **Détermination de la nature de la section :**

- calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaire c'est  $h/6$ ).
- calcul l'excentricité « e » qui égale au rapport de moment a l'effort normal ( $e = M/N$ ) ;  
partir de la section du béton peut être soit :

- ✓ *(S.E.T)*
- ✓ *(S.E.C)*
- ✓ *(S.P.C)*

**V.3.1.3. Aciers horizontaux :**

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \varnothing$ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**V.3.1.4. Règles communes :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5e$  e : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur  $d$  est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2L'}{3} \right)$$

Où  $L'$  : la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en deux zones.

### V. 3. 2. Ferrailage vertical :

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ( $L = 2.60$  m) du RDC :

#### ➤ Détermination des sollicitations : (0.8G + EX)

NRx [kN]	MRz [kNm]
797,50	909,53
556	556

$$M_{\max} = 909.53 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 797.50 \text{ KN}$$

$$I = (0.15 \times 2.60^3) / 12 = 0.22 \text{ m}^4$$

$$V = h/2 = 1.30 \text{ m. } v = 0.39 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{v} + \frac{M.V}{I} = \frac{0.7975}{0.39} + \frac{0.90953 \times 1.30}{0.22}$$

$$\sigma_1 = 7.42 \text{ Mpa.}$$



$$\sigma_2 = \frac{N}{v} - \frac{M.V}{I} = \frac{0.7975}{0.39} - \frac{0.90953 \times 1.30}{0.22}$$

$$\sigma_2 = -2.33 \text{ Mpa.}$$

$$L_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.62 \text{ m}$$

### En à une Section Partiellement tendue (S.P.T)

#### ➤ Calcul de $L_c$ :

$$L_c = L - L_t = 2.60 - 0.62 = 1.98 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité  $e$  :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{909.53}{797.50} = 1.14 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \overline{\sigma_b}$$

$$A = (0.337 \times 260 - 0.81 \times 5) 15 \times 260 \times 18.5$$

$$A = 6029.58 \text{ KN.m}$$

$$B = N (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 909.53 + 797.50 (2.55 - 1.30) = 1906.41 \text{ KN.m}$$

$$B = 797.50 (2.55 - 0.05) - 1906.41 = 87.34$$

$B < A \Rightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

#### ➤ -Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 1.14}{2.60} = 8.77$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{2.60} = 0.59 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0.59 < 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

#### ➤ Calcul de ferrailage

##### ❖ Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M + N(d - \frac{h}{2}) = 1906.41 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1906.41 \times 10^3}{18.5 \times 15 \times 260^2} = 0.121 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.162$$

$$\beta = 0.935$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1906.41 \times 10^3}{400 \times 0.935 \times 255} = 19.99 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Calcul des armatures à la flexion composée

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 19.99 - \frac{797.50 \times 10^3}{100 \times 400} = 0.05 \text{ cm}^2$$

#### L'armature verticale minimale

-d'après (RPA99.version 2003)

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 62 \times 15 = 1.86 \text{ cm}^2$$

#### Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit

- globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 260 = 5.85 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue :  $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

Alors on prend  $A = 1.86 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h' = h - 2lt > 0 = 2.60 - (2 \times 0.62) = 1.36 \text{ m.}$$

$$A_{min2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 15 \times (136) = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = (2 \times 1.86) + 2.04 = 5.76 \text{ cm}^2 < A_{min}^g = 5.85 \text{ cm}^2$$

On choisit dans toute la section du voile 32HA10 pour  $A = 25.13 \text{ cm}^2$ .

#### ➤ L'espacement

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre :  $S = 20 \text{ cm}$

**Dans la zone h/10 :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : D=10 cm

Les espacements suivant le(BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par leRPA99

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

	TRy [kN]
MAX	271,73
Panneau	563

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1,4 \times 271,73 \times 10^3}{200 \times 2550} = 0,75 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

a : épaisseur du voile (a = 20 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 260 cm)

➤ **Armatures horizontales**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

**Globalement dans la section du voile :**(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times a \times 1m = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2$$

**En zone courante**

$$A_{\min}^c = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_{hor} = 8T8 = 4,02 \text{ cm}^2 / ml$

- **Les Armatures Transversales :**(armatures perpendiculaires aux faces du mur)

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➤ **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

-Il faut que  $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

- Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

- Le calcul de «  $\sigma_c$  » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

**- Navier Bernoulli**

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2}$$

- La vérification se fait pour la combinaison suivante : 0.8G+EX

NRx [kN]	MRz [kNm]
797,50	909,53
556	556

$$N = 797.50 \text{ KN}$$

$$M = 909.53 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{797.50 \times 10^3}{150 \times 2600} + \frac{6 \times 909.53 \times 10^6}{150 \times (2600)^2} = 2.05 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \dots \text{vérifié}$$

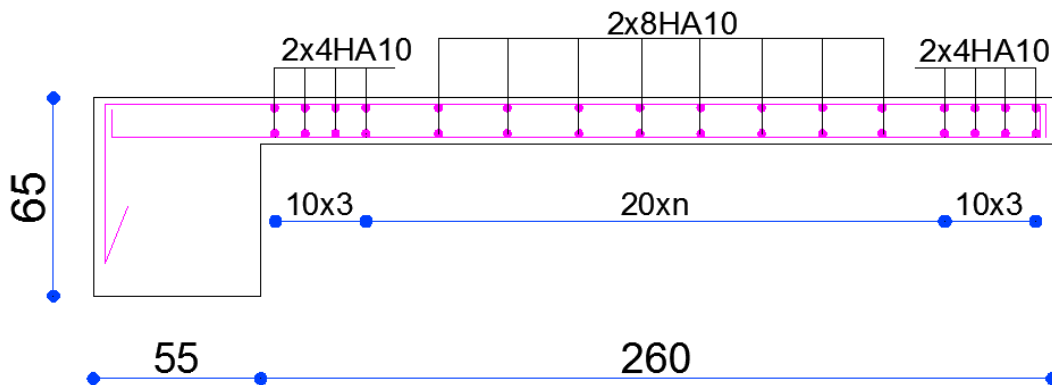


Fig. V.5.Ferraillage de la voile

## VI. Etude de l'infrastructure

### VI.1.Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

#### VI.1.1. Fondations superficielles

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

#### VI.1.2. Fondations profondes

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

#### VI.1.3.Étude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol a donnée la valeur 1.7 bars pour la contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol}$ ).

• L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
- Jouer le rôle d'Appuis.
- Assurer la liaison.
- Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

### VI.2 : Etude des fondations

#### VI.2.1. Charge admissible au sol : ( $\sigma_{sol}$ )

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé.  $\sigma_{sol} = 1.70 \text{ bars}$ .

## VI 2.2 / Choix du type de fondation

**Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :**

- ✓ Le poids de la structure.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'économie dans la réalisation.
- ✓ La rapidité et la facilité d'exécution.
- ✓ Stabilité totale de L'ouvrage.

### Choix de type de fondation

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.7 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser :

⇒(Le radier général)

## VI.2.3.Radiers

### VI .2.3.1. Généralités

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment.il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

### VI .2.3.2. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas

– lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction ;

– lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

### VI .2.3.3 Critères de choix

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

### VI .3.3.4. Justification

$$\text{Si } \frac{S_{\text{semelle}}^{\text{total}}}{s^{\text{total}}} \geq 50\% \quad (\text{Radier général})$$

$$P_{\text{ser}} (\text{max}) = G+Q = 2293.29\text{KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars.}$$

$$N = \text{Nombre de poteaux au niveau de étage} = 22.$$

**-Surface de semelle ( $S_{\text{semelle}}$ ):**

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{P_{\text{ser}} (\text{max})}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{2293.29 \times 10^{-3}}{0.17} = 13.49 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} = A \times B \quad (\text{semelle carrée } A = B)$$

$$A^2 = 13.49 \Rightarrow A = 3.67\text{m}$$

$$S_{\text{semelle}}^{\text{total}} = N \times S = 22 \times 13.49 = 296.78 \text{ m}^2$$

**-Surface du bâtiment total :**

$$s^{\text{total}} = (L_x \times L_y) = 290.25\text{m}^2$$

$$\frac{290.25}{296.78} \times 100\% = 97.7\% > 50\% \quad (\text{Radier général})$$

## VI.4 : Calcul le Radier

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

### VI.4.1. Combinaison D'action

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

### VI.4.2. Pré-dimensionnement

#### a) Epaisseur du radier

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

#### b) Condition forfaitaire :

##### • Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$h_r$ : Épaisseur du radier.

$L_{\max}$  : le plus grand travail.

$$L_{\max} = 260 \text{ cm} \Rightarrow 32.5 \text{ cm} \leq h_r \leq 52 \text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 50 \text{ cm}$

##### • Sous poteaux

#### -La dalle

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

Avec :  $L_{\max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est :  $h_r = 50 \text{ cm}$

##### • la nervure : $b \geq \frac{L_{\max}}{10} = 50 \text{ cm}$ donc on adopte $b=55 \text{ cm}$

#### c) condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$L_{\max}$ : la plus grande distance entre deux poteaux.  $L_{\max} = 5.00 \text{ m}$ .



$L_e$ : Longueur élastique.

$E$  : Le module de Young ;  $E = 3216420 \text{ t/m}^2$

$I$ : Inertie de la section de radier. ( $b=1 \text{ ml}$ )

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40 \text{ MN/m}^3$

$b$ : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \quad ; \quad K=4000 \text{ t/m}^3$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.727 \text{ m}$$

**Conclusion:**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_t = 80 \text{ cm}$  pour les nervure.

$h = 50 \text{ cm}$  pour le radier.

$b = 55 \text{ cm}$

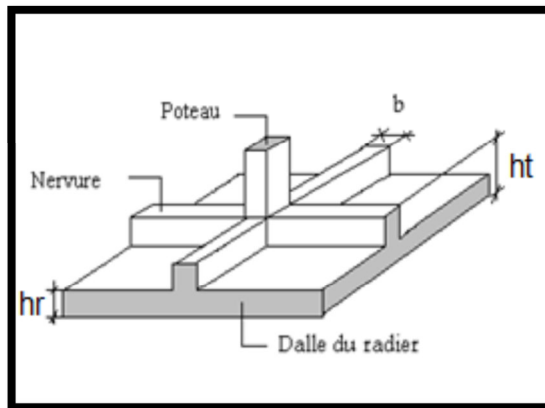


Figure VI.01. Semelle de radier nervuré.

**Vérification :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.028}{4000 \times 1}} = 3.42 \text{ m} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max} = 3.18 \text{ m} \dots (cv)$$

**VI.4.3 .Calcul de la surface minimale du radier:**

**Détermination des efforts**

ELU:  $N_u = 39915,78 \text{ KN}$

ELS:  $N_s = 29199,42 \text{ KN}$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{29199,42}{170} = 171,76 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 290,25 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 171,76 \text{ m}^2$$

**Alors :** La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation. L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

$L_x$ : longueur en plan (22.50 m).

$L_y$ : largeur en plan (12.90m).

#### Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}). \text{ O\`u: } h_r = 0,5\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (25\text{cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend  $D = 0,4 \text{ m}$  alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 290,25 + 0,4 \times 2 \times (22,50 + 12,90) = 318,57 \text{ m}^2$$

#### -Poids du radier

$$G = (318,57 \times 0,8 \times 25) = 6371,4 \text{ KN}$$

#### -Combinaison d'action

$$N_u = 39915,78 + 1,35 (6371,4) = 48517,17 \text{ KN}$$

$$N_s = 29199,42 + 6371,4 = 35570,82 \text{ KN}$$

### VI.5.Vérifications de radier

#### VI .5.1/Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 h = 45 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{48517,17 \times 1}{318,57} \cdot \frac{5}{2} = 380,74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{380,25 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0,85 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### VI .5.2Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

$N_u$ : Charge revenant plus chargé.

$\mu_c$ : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.  $\mu_c = 2(a + b + 2hr)$

**Vérification pour les Voiles :** Le voile et le plus sollicitée et avec  $e=15$  cm.

$$\mu_c = 2 \times (0.15 + 2.6 + (2 \times 0.50)) = 8.2 \text{ m}$$

$$N_u = 944.36 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 4010.86 \text{ KN} \quad (\text{C.V})$$

**Vérification pour les Poteau :** Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.55 + 0.65 + (2 \times 0.80)) = 5.6 \text{ m}$$

$$N_u = 994.36 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3561 \text{ KN} \quad (\text{C.V})$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

### VI.5.3.Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1.8 \times 171.76 = 4637.52 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier =  $NG + G_{radier}$

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 1.8 \text{ m}$ )

$G_T$  = Poids total du bâtiment+ Poids des radier+  $\gamma_{sol}$

$$G_T = 29199.42 + 6371.4 = 35570.82 \text{ KN} > 11196,09 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque de soulèvement de la structure.

### VI .5.4Vérification de la stabilité du radier sous $(0.8G \pm E)$

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version 2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricite de la resultante des charges verticales.}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
Ntotal(KN)	20711.22	20711.22
M(KN.m)	1736.33	1948.98
e(m)	0.83	0.094
L/4(m)	5.625	3.225
Condition	Vérifier	Vérifier

- Les moments d'inertie suivant les deux directions sont

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 4025.04 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 12244.92 \text{ m}^4$$

Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

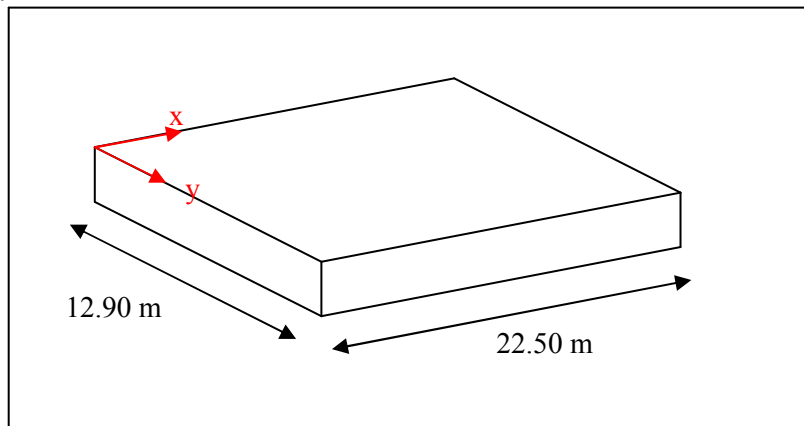


Fig.VI.02.schéma de radier.

	Centre de gravite du radier	Centre de gravite du bâtiment	ex	ey
$x_g$	11.65	11.25	0.40	
$y_g$	6.85	6.45		0.40

VI .4.5.Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} ; \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} ; \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \times \sigma_{adm} = 1.5 \times 170 = 255 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 11,65 \text{ m } Y_g = 6.45 \text{ m}$$

	I (m <sup>4</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	S <sub>rad</sub> (m <sup>2</sup> )
X-X	4025.04	34536.69	1731.95	171.76
Y-Y	12244.92	35889.50	1948,98	171.76

	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	201.50	198.14	200.66	255	C.V
Y-Y	209.11	208.95	209.07	255	C.V

### VI.5. Ferrailage du radier

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du rapport ( $\rho = L_X / L_Y$ ) et du coefficient de POISSON ( $\nu$ ).

#### 5.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$  : sont des coefficients en fonction de  $\alpha = l_x / l_y$  et  $\nu$  (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement

BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

• **Calcul des moments fléchissant**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$ $q_u = 39915.78 / 318.57$	$q_{ser} = (G+Q) / S_{rad}$ $q_{ser} = 29199.42 / 318.57$
$q_u = 125.29 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 91.65 \text{ KN/m}^2$

• **Ferrailage de la dalle de radier :**

✓ Le plus grand panneau est le panneau du (5 ×4) m<sup>2</sup>.

⇒ Panneau de rive.

■ l'ELU :  $v = 0$  ;  $q_u = 125.29 \text{ KN/m}$

$\alpha = 5/4 = 0.8 > 0.4$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau:**

$\mu_x = 0.0565$

$\mu_y = 0.0595$

- **donc les moments sont:**

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0565 \times 125.29 \times 4^2 = 113.26 \text{ KN.m/ml.}$

$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.0595 \times 113.26 = 6.73 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 113.26 = 96.27 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 6.73 = 5.72 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 113.26 = 33.97 \text{ KN.m/ml.}$

• Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \emptyset \leq h/10 = 500/10 = 50 \text{ mm}$$

$$dx = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

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

Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.50 \times \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b \cdot h = 5 \text{ cm}^2.$$

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
<b>Mu (KN ×m)</b>	33.97	96.27	33.97	12.49
<b>μ</b>	0,01324431	0,037533993	0,017011581	0,006254773
<b>μ &lt; μ<sub>L</sub></b>	CV	CV	CV	CV
<b>α</b>	0,016666497	0,047832677	0,021448491	0,007843072
<b>B</b>	0,993333401	0,980866929	0,991420604	0,996862771
<b>σ<sub>s</sub></b>	348	348	348	348
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	2.31	6,636096697	2,625591121	0,960100176
<b>As<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.13	5.13	5	5
<b>Choix des barres/ml</b>	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
<b>As<sub>corres</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.13	6.63	5	5
<b>Espacement (cm)</b>	20	20	25	25

■ l'ELS :  $v = 0.2$  ;  $q_s = 91.65 \text{ KN/m}$

$\alpha = 4/5 = 0.8 > 0.4 \Rightarrow$  alors le panneau travaille dans les deux sens.

$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91( Art.4.5.2)}$

$\bar{\sigma}_s = \min\left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$

FeE400  $\Rightarrow \eta = 1.6$

$\bar{\sigma}_s = \min\left\{ 0,666 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

- **A partir du tableau:**

$\mu_x = 0,0632$

$\mu_y = 0,710$

- **donc les moments sont:**

$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 92.67 \text{ KN.m/ml.}$

$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 65.79 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 78.76 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 55.92 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 27.80 \text{ KN.m/ml.}$

• **Calcul des armatures:**

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>Mser (KN.m)</b>	27.80	78.76	27.80	55.92
<b><math>\mu</math></b>	0,010838735	0,030707149	0,013921753	0,028003756
<b><math>\mu &lt; \mu_L</math></b>	CV	CV	CV	CV
<b><math>\sigma_{bc}</math>(MPa)</b>	15	15	15	15
<b><math>\alpha</math></b>	0,013622649	0,03899209	0,017525042	0,035509052
<b>B</b>	0,99455094	0,98440316	0,992989983	0,985796379
<b><math>\sigma_{st}</math>(MPa)</b>	201.63	201.63	201.63	201.63
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	3,261922838	9,336597276	3,702657238	7,502284446
<b>As<sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.13	5.13	5	5
<b>choix des barres/ml</b>	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16
<b>As<sub>corr</sub>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.13	9.33	5	7.50
<b>Espacement cm</b>	20	20	20	20

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)



$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A.5.1,1) p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{125.29 \times 5 \times 4}{2(5) + 4} = 178.98 KN$$

$$\tau_u = \frac{178.98 \times 10^3}{1000 \times 550} = 0.32 Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa \right) = \min (2.5; 4 MPa)$$

$$\tau_u = 0.32 < [\tau_u] = 2.5 Mpa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

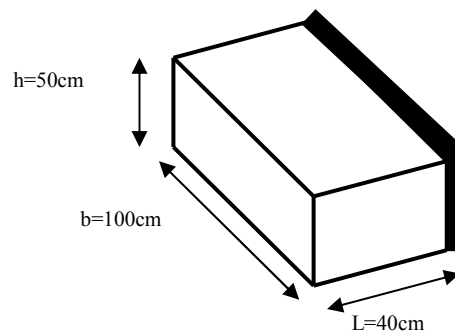
• **Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

h = 0.50m

b = 1m

d = 0.9 h = 0.45m



• **Présentation schématique :**

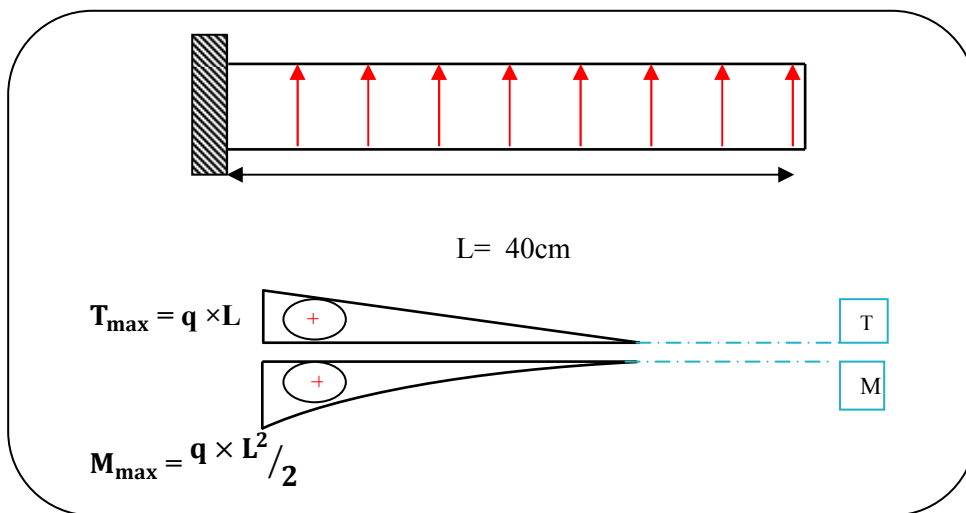


Fig.VI.03.schéma isostatique et sollicitations de les débords.

■ **L'ELU :**

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 12 = 125.29 \times (0.4)^2 / 12 = 10.02 \text{ KN.m.}$$

■ **L'ELS : (fissuration préjudiciable) :**

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 91.65 \times (0.4)^2 / 2 = 7.332 \text{ KN.m}$$

	$M_{\max}$	M	A	$\beta$	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{Adop}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Section adoptée
ELU	10.02	0.004	0.005	0.998	0.72	5.13	5.65	5HA12
ELS	7.332	0.003	0.004	0.999	0.53	5.13	5.65	5HA12

• **Vérification au cisaillement**

$$\overline{\tau}_u < \tau_u = 0,05 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 h = 0.45 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 125.29 \times 0.4 = 50.11 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{50.11 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.11 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\tau}_u < \tau_u = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Note:** On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

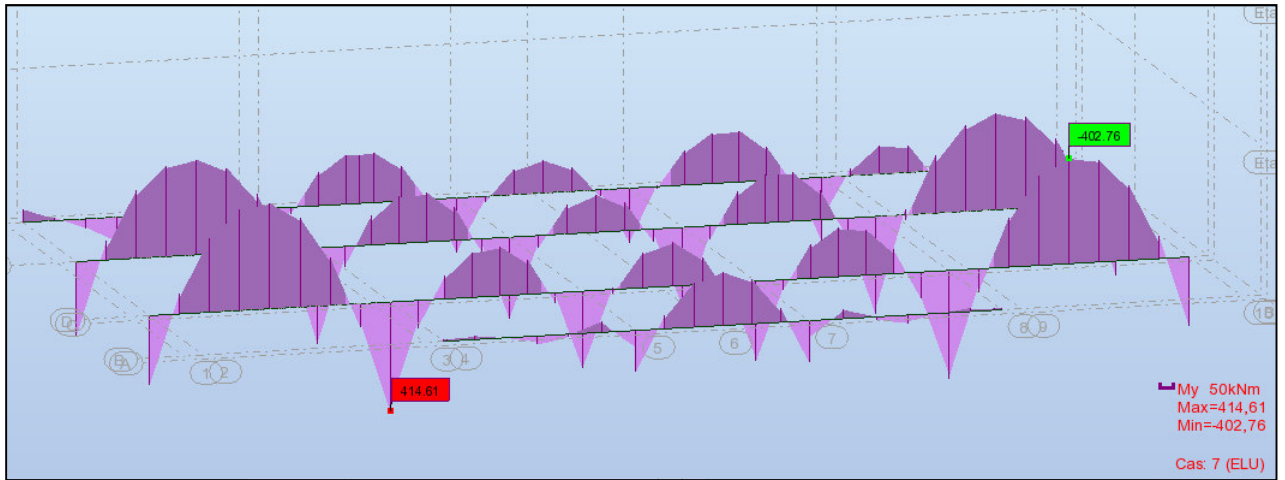
• **Etude de la nervure**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

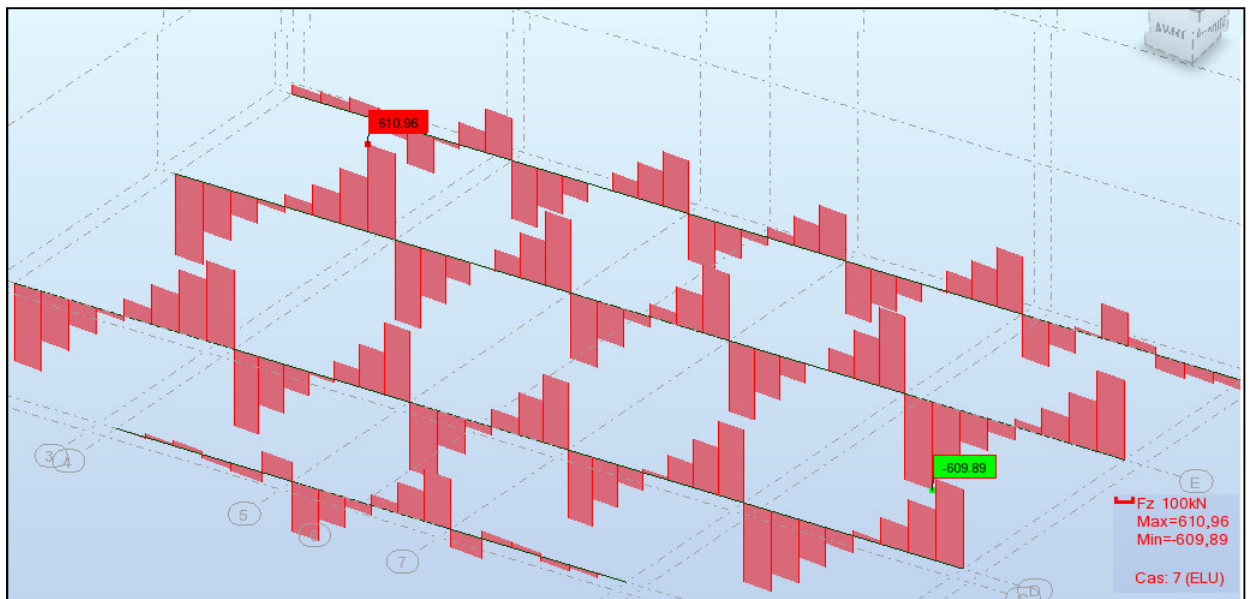
$$h = 80 \text{ cm}, \quad d = 75 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm}, \quad c = 5 \text{ cm}$$

-Sens X-X  
 ■ ELU



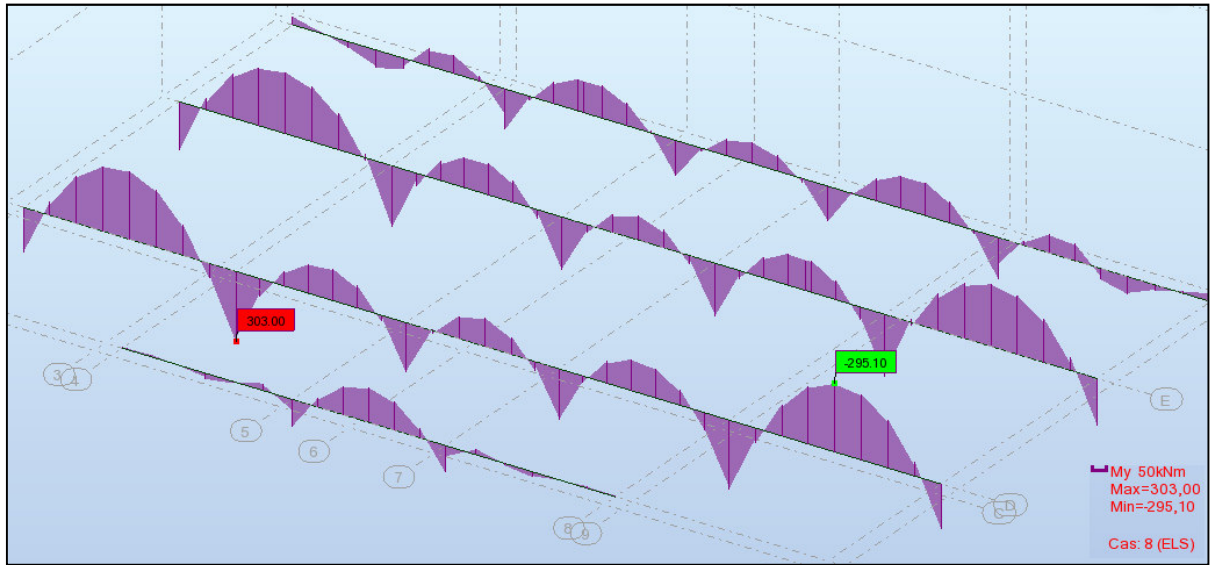
**M (KN. m)**



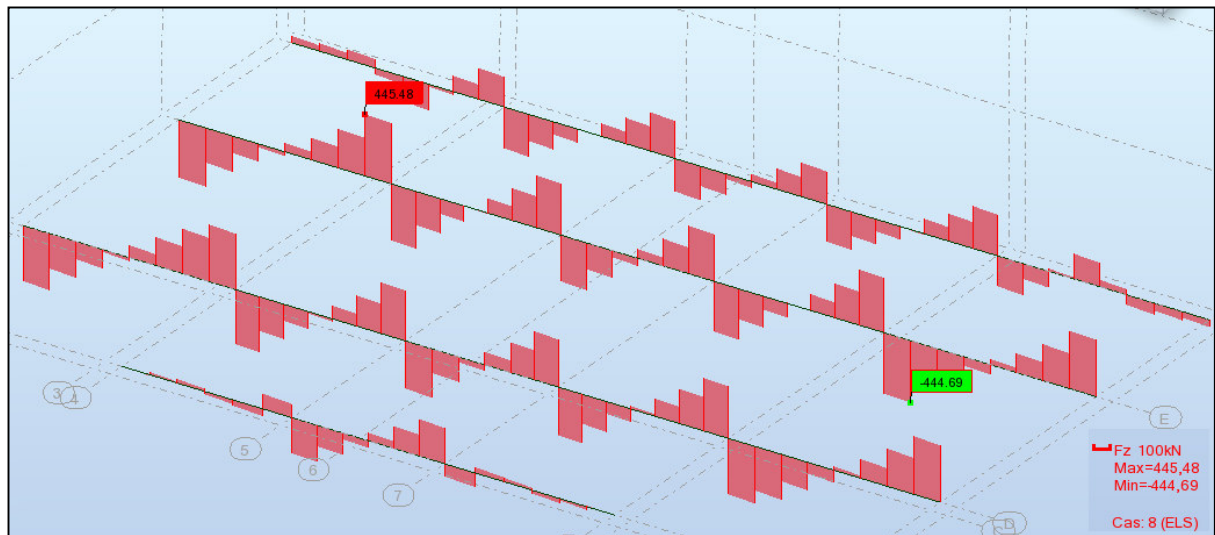
**T(KN)**

**Fig.VI.04.sollicitation des nerverais sens X-X (ELU).**

▪ ELS



**M (KN. m)**

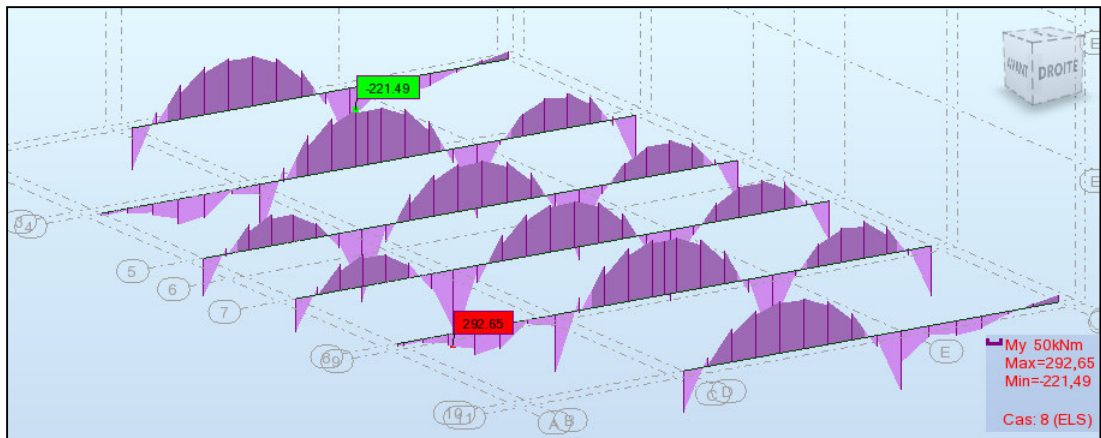


**T(KN)**

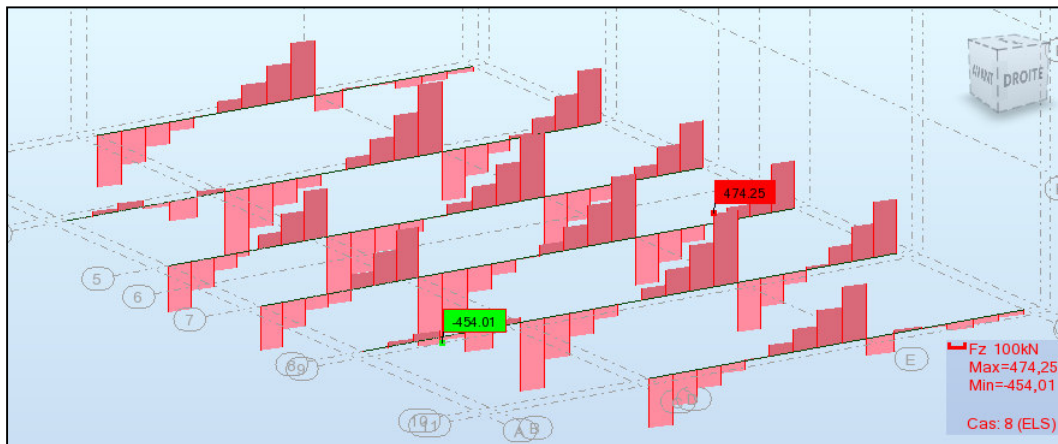
**Fig.VI.05.sollicitation des nerverais sens X-X (ELS).**

-Sens Y-Y

- ELS



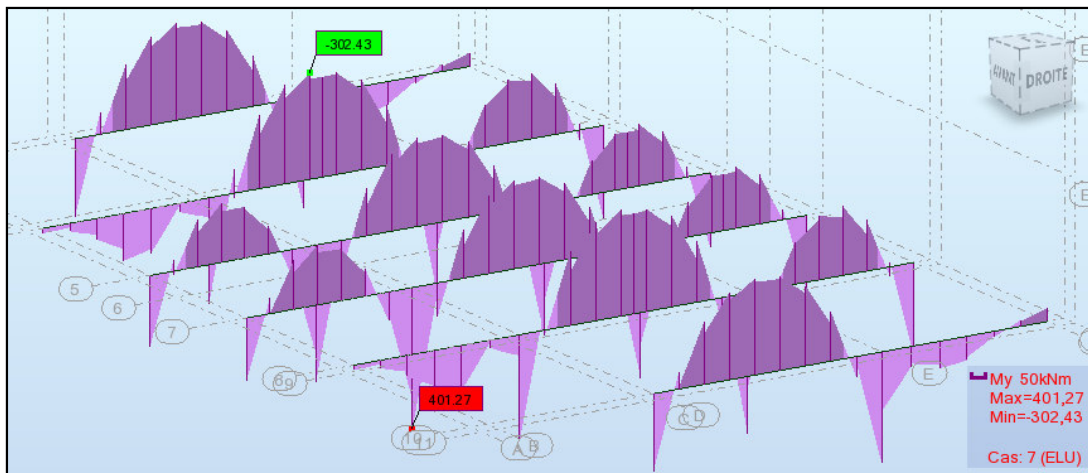
M (KN. m)



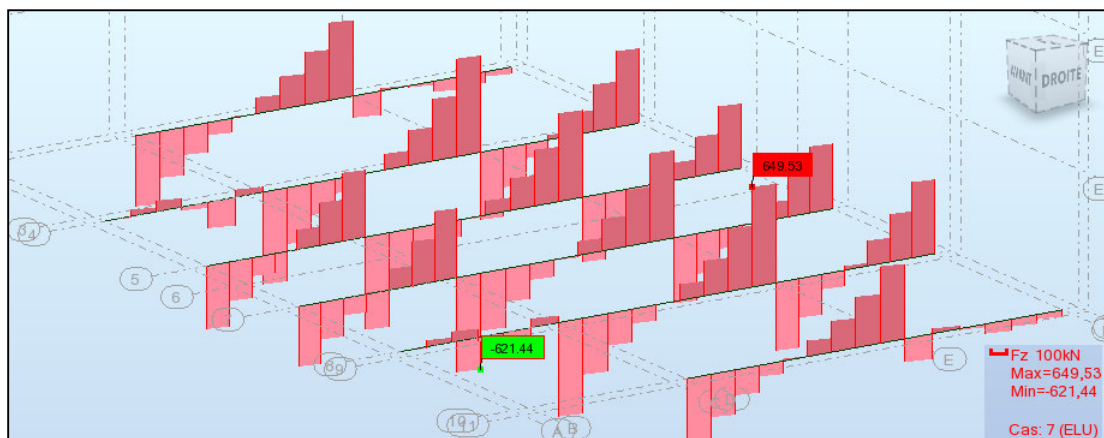
T (KN)

Fig.VI.06.sollicitation des nerveris sens Y-Y (ELU).

▪ ELU



M (KN. m)



T(KN)

Fig.VI.07.sollicitation des nerveraiis sens Y-Y (ELS).

$$ELU \begin{cases} (X-X) : M_t = 402.76 \text{ KN.m} , M_a = 414.61 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = 302.43 \text{ KN.m} , M_a = 401.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X-X) : M_t = 295.10 \text{ KN.m} , M_a = 303.00 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = 221.49 \text{ KN.m} , M_a = 292.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$



❖ Ferrailage de nervure a la ELU:

Sens	élément	M <sub>u</sub> [KN.m]	μ <sub>b</sub>	A	β	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>	A adoptée	Section adoptée
X-X	Travée	402.760	0,09167961	0,12039776	0,95184089	16,21218181	22	22.24	2×4T16+4T14
	Appuis	414.61	0,09437701	0,124135068	0,950345973	16,71542898	22	22.24	2×4T16+4T14
Y-Y	Appuis	401.27	0,091340447	0,119928717	0,952028513	16,149022	22	22.24	2×4T16+4T14
	Travée	302.43	0,068841656	0,089237395	0,964305042	12,01627682	22	22.24	2×4T16+4T14

❖ Ferrailage de nervure a la ELS:

Sens	Elément	M <sub>u</sub> [KN.m]	μ <sub>b</sub>	A	β	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	303.00	0,068971404	0,089412062	0,964235175	12,03979662	22	25.14	4T20+4T20
	Travée	295.10	0,0671731	0,0869935	0,96520	11,71	22	25.14	4T20+4T20
Y-Y	Appuis	292.65	0,06661545	0,086244563	0,965502175	11,61327646	22	25.14	4T20+4T20
	Travée	221.49	0,0504174	0,064695996	0,974121602	8,711650457	22	25.14	4T20+4T20

• Vérifications à l'ELU :

-Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

Sens	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
X-X	610.96	2.14	C.V
Y-Y	649.53	1.55	C.V

✚ Vérifications nécessaires pour les nervures :

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 55 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = 4.98 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

**Selon BAEL91 :**

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \text{ (BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 55 \times 80 = 4.40 \text{ cm}^2$$

**Selon PPA99/2003 :**

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% b \times h \text{ (art. 7.5.2.1)}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% 55 \times 80 = 22.00 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\right) = (20, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 8 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{ cm}^2$$

Nous prenons :  $A_t = 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

• En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(20, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

• En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

$S_t = 15 \text{ cm}$  En zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$  En zone courante

➤ Schéma ferrailage de radier :

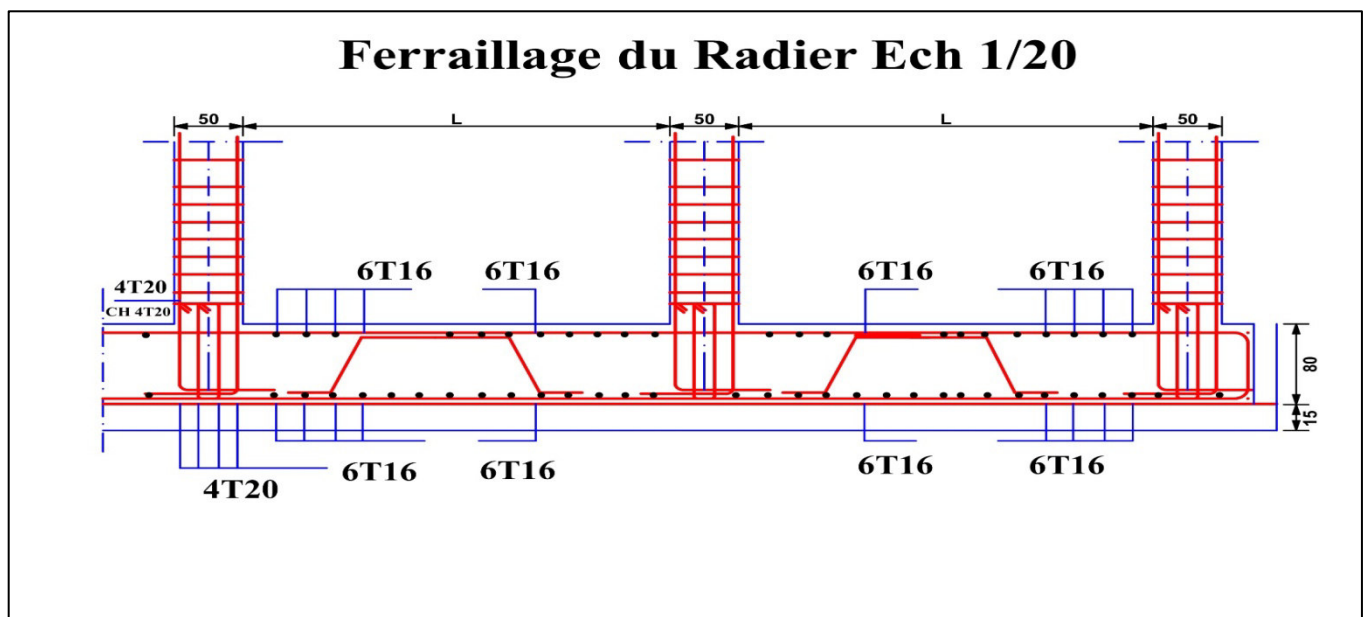


Fig.VI.08.ferrailage globale de radier.



- Ferrailage Nervure sur appuis de sens (x-x) et sens (y-y)

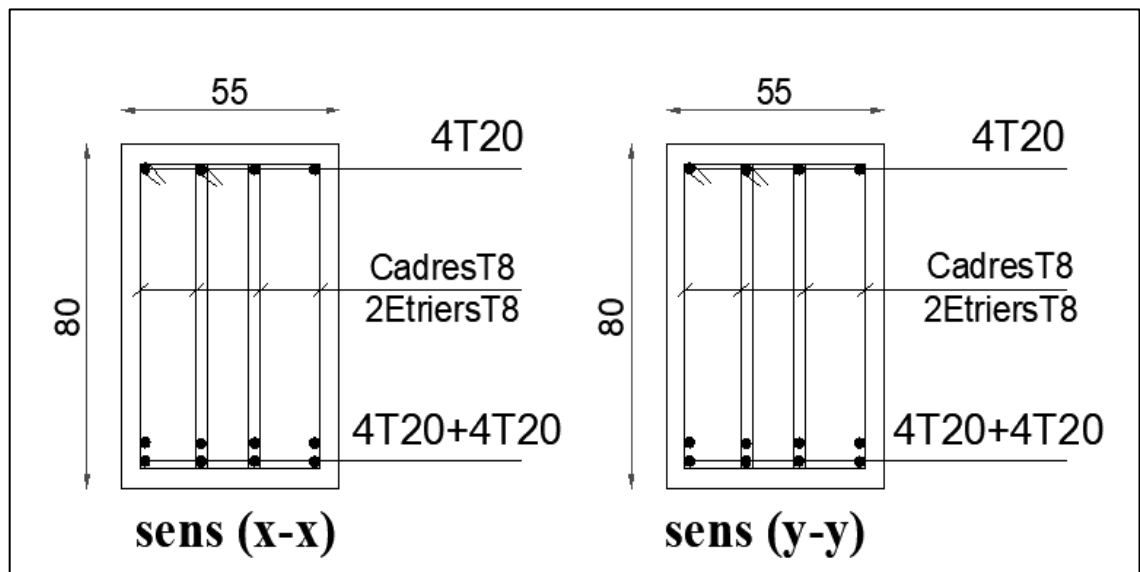


Fig.VI.09. Ferrailage Nervure sur appuis de sens (x-x) et sens (y-y).

➤ Ferrailage Nervure sur travers de sens (x-x) et sens (y-y)

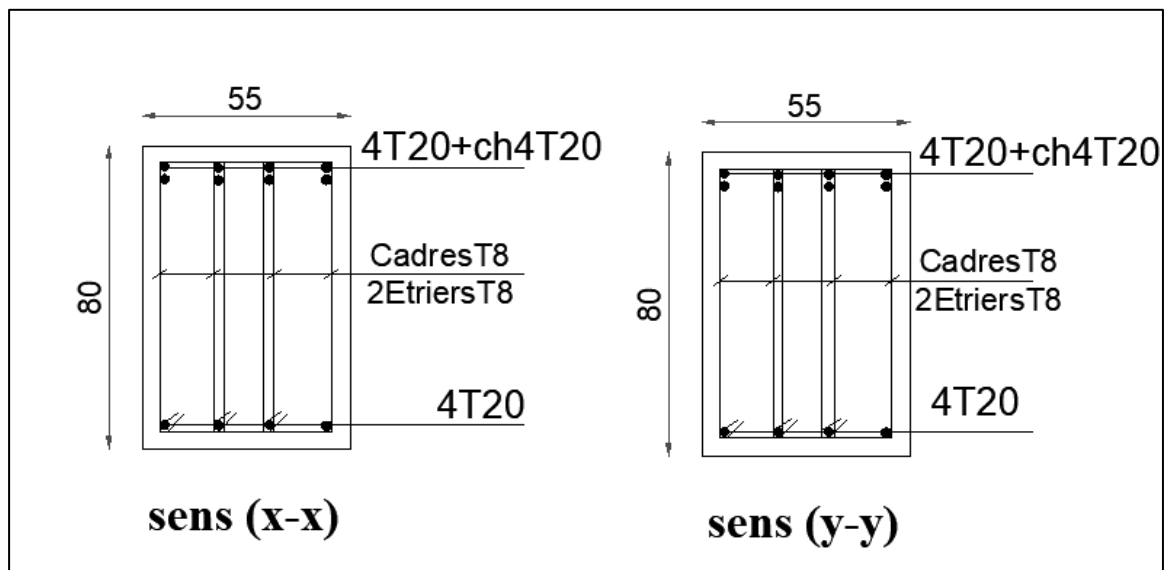


Fig.VI.10. Ferrailage Nervure sur travers de sens ( x-x) et sens ( y-y).

## VI.6.Longrine

D'après les règlements RPA99 (art 10.1.1)

Les longrines (ou le dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :  $F = (N/\alpha) \geq 20 \text{ KN}$

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site 3 ; zone II a  $\rightarrow \alpha = 12$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont : 25 cm  $\times$  30 cm (site 3) .Soit :  $B = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

### VI .6.1-Calcul des armatures longitudinales

1-1- E.L.U :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$F_u = \frac{N_u}{12} = \frac{2293.19}{12} = 191.09 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \quad (C.V)$$

$$A_s = \frac{191.09}{348 \times 100} = 5.49 \text{ cm}^2$$

#### VI .6.1.2. Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,6\%B = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min}^{\text{RPA}}) = A_{\min}^{\text{RPA}} = 5.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T14= 9.24 cm<sup>2</sup>

#### VI .6.1.3.Condition de non fragilité : [6]

Pour une pièce de section droite B, soumise à la traction simple, et dont la

section totale des armatures est A, on doit avoir :  $A \geq B \frac{f_{tj}}{f_e}$

#### VI .6.1.4. Vérification à L'E.L.S :

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{12} = \frac{1802.74}{12} = 139.20 \text{ KN}$$

La fissuration est préjudiciable, donc  $\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{150230}{924} = 150.65 \text{ KN}$$

$$\sigma = 169.59 \text{ MPa} < \sigma_s = 201,63 \text{ MPa} \quad (C.V)$$

### VI .6.1.5. Les armatures transversales

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres  $\Phi 6$  (fissuration est préjudiciable (6))

- **L'espacement** : Selon RPA99

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15 \phi \ell)$$

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 21)$$

Soit :  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

#### -Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 12 \times 30 = 1.08 \text{ cm}^2$$

Nous prenons :  $A_t = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

#### -Ferrailage de Longrine

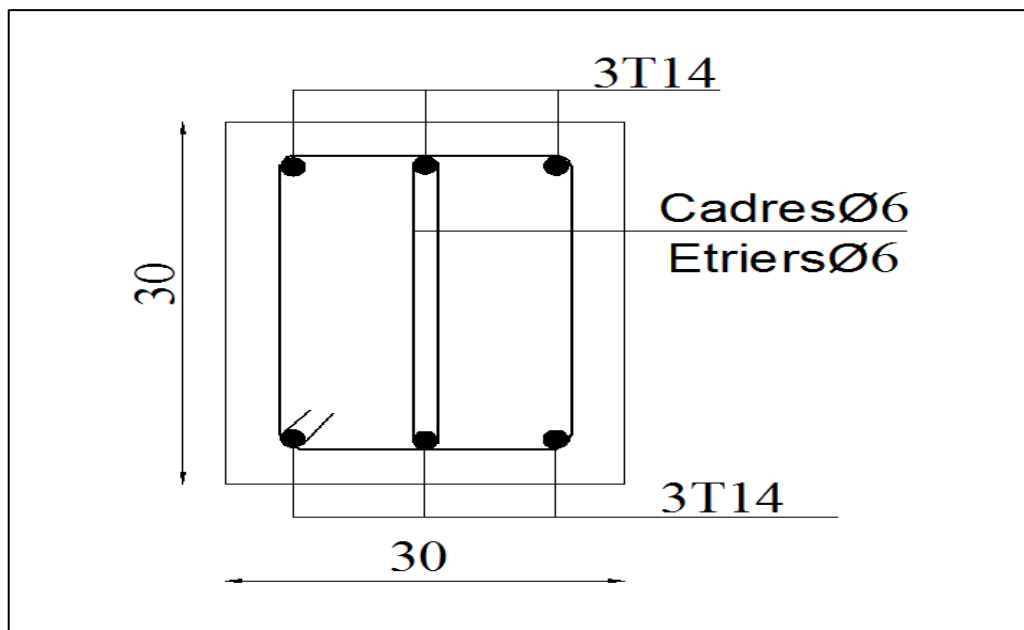


Fig.VI.11.ferrailage de longrine.

### VI.7.La dalle flottante

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

### **Mise en œuvre**

La mise en œuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

#### **VI .7.1. Préparation du sol**

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

#### **VI .7.2. Mise en place de terre pleine**

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

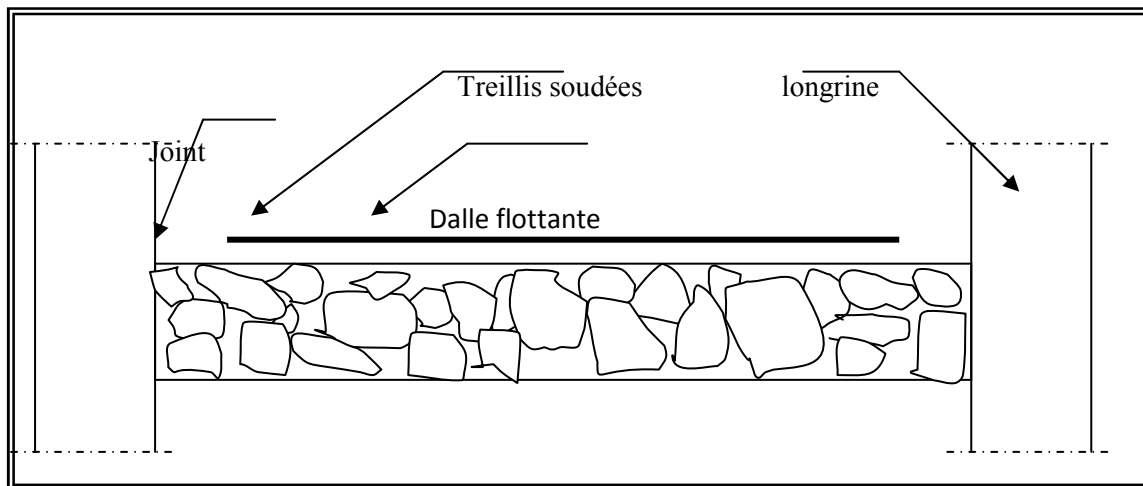
On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

#### **VI .7.3 Exécution de dallage:**

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de  $\Phi 6$ , maille de  $(20 \times 20)$  cm<sup>2</sup>, ces armatures placées à la partie supérieure.



**Fig.VI.12.schéma de la dalle flottante**