



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M ...../GCA/2019

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

### *Thème*

**Etude d'une tour à usage multiple (RDC+12 étage +sous-sol)**

Présenté par :

-MUSTAPHA Mohamed

-MELLAH Samira

*Soutenu le 08 / 07 / 2019 devant le jury composé de :*

**Président** : ZELMAT Yassine

**Examineur**: MEHALA Tewfik

**Encadrant** : BELBACHIR Nasrine

**Année Universitaire : 2018 / 2019**

## *Résumé*

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage multiple (habitation et commercial) composé d'un RDC, 12 étages et un sous sol, implanté dans la wilaya d'Oran.

En premier lieu la description de l'ouvrage, les définitions des caractéristiques des matériaux utilisés et les règlements employés ont été présentés. Après cela on a procédé au pré-dimensionnement des éléments de la structure suivi par l'étude des planchers et des éléments non structuraux. Pour l'étude sismique la méthode dynamique a été choisie, la modélisation de la structure a été faite à l'aide du logiciel « Etabs 2017 » et les sollicitations ont été tirées par la suite pour le calcul des portiques, voiles et fondations.

Les résultats trouvés dans cette étude ont été traduits sur des plans d'exécution à l'aide du logiciel « Autocad 2016 ».

## ملخص

يهدف مشروعنا إلى دراسة مبنى متعدد الأغراض (سكني وتجاري) يتكون من طابق أرضي و 12 طابقاً وطابق سفلي في ولاية وهران.

في المقام الأول، تم تقديم وصف العمل وتعريفات خصائص المواد المستخدمة واللوائح المستخدمة. بعد ذلك شرعنا في تحديد أبعاد عناصر الهيكل متنوعة بدراسة الطوابق والعناصر غير الهيكلية. بالنسبة للدراسة الزلازل، تم اختيار الطريقة الديناميكية، وتم تصميم الهيكل باستخدام برنامج "Etabs 2017" وتم استدرج العروض بعد ذلك لحساب القنطرات والأشعة والمؤسسات. تمت ترجمة النتائج الموجودة في هذه الدراسة إلى خطط تنفيذ باستخدام برنامج "Autocad 2016".

## **Summary**

Our project is to study a multipurpose building (residential and commercial) consisting of a ground floor, 12 floors and a basement, located in the wilaya of Oran.

In the first place, the description of the work, the definitions of the characteristics of the materials used and the regulations employed were presented. After that we proceeded to pre-dimensioning the elements of the structure followed by the study of floors and non-structural elements. For the seismic study the dynamic method was chosen, the modeling of the structure was done using the software "Etabs 2017" and the solicitations were drawn thereafter for the calculation of the gantries, sails and foundations.

The results found in this study were translated into execution plans using the "Autocad 2016" software.

## **Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul**

Introduction générale.....	1
I.1.Présentation de l'ouvrage : .....	2
I.2.Caractéristique géométrique du bâtiment.....	2
I.3.Définition des éléments de l'ouvrage .....	3
I.4. Définition des états limite .....	4
I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	4
I.5.1.Introduction .....	4
I.5.2.Le béton.....	4
I.5.2.1.Dosage du béton.....	5
I.5.2.2.Résistance et caractéristiques.....	5
I.5.2.3.Module de déformation longitudinale du béton.....	5
I.5.2.4. Coefficient de poisson : (ArtA-2.1.3BAEL91).....	6
I.5.2.5.Les contraintes limites .....	6
I.5.3.Acier.....	8
I.5.3.1.Définition .....	8
I.5.3.2. Type d'acier utilisé .....	8
I.5.4.2.Contraintes limites .....	8
I.6. Combinaisons de calcul.....	9
I.7.Règlement utilisés .....	9
I.8.Logiciel utilisées .....	9

## **Chapitre II : Pré dimensionnement.**

II. Pré dimensionnement .....	10
II.1.Prédimensionnement des poutres.....	10
II.1.1.Poutre principale .....	10
II.1.2.Poutre secondaire .....	10
II.2.Predimensionnement des planchers .....	10
II.2.1.Plancher à corps creux .....	12
II.2.2.dalle pleine .....	13

II.2.3.Evaluation des charges et des surcharges .....	13
II.3.Pré dimensionnement des voiles .....	14
II.3.1.Voile de contreventement .....	14
II.3.2.Voile d'ascenseur.....	16
II.3.3.Voile périphérique .....	16
II.4.Pré dimensionnement des poteaux .....	16
II.4.1.Principe .....	16
II.4.2.Poteau le plus sollicité .....	17
II.4.3.Calcul la surface supportée par le poteau le plus sollicité .....	17
II.4.4.Effort normal ultime dans chaque niveau .....	17
II.4.5.Méthode de calcul .....	19
II.4.6.Calcul de la section du poteau .....	20

### **Chapitre III : Etude des planchers.**

III. Etude des planchers .....	24
III.1. Plancher à corps creux .....	24
III.1.1.Détermination des dimensions des poutrelles .....	24
III.1.2.Etude de la dalle de compression .....	25
III.1.3.Etude des poutrelles.....	26
III.1.3.1.Evaluation des charges .....	26
III.1.3.2.Type de poutrelles .....	27
III.1.3.3:Détermination des sollicitations des poutrelles :.....	28
III.1.4.Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire .....	38
III.2.Plancher à dalle pleine .....	43
III.2.1.Evaluation des charges et combinaisons fondamentales .....	43

### **Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux.**

IV.1. Escalier.....	57
IV.1.1.Généralités.....	57
IV.1.2.Définition.....	57

IV.1.3.Terminologie .....	57
IV.1.4.Pré dimensionnement des escaliers : .....	57
Calcul du ferrailage (RDC) .....	73
IV.1.5.Etude de la console palière .....	76
Pré dimensionnement .....	76
IV.2.Etude des balcons .....	83
Calcul du ferrailage .....	85
Vérification au cisaillement.....	87
IV.3.Etude de l'acrotère .....	88
IV.3.1.Définition.....	88
IV.3.2.calcul des forces .....	88
IV.3.3.Calcul du ferrailage .....	89
IV.3.3.1.Détermination de la section des armatures.....	89
IV.3.4.Vérification des contraintes de cisaillement.....	91

## **Chapitre V : Etude sismique.**

V. Etude sismique .....	93
V.1.Introduction.....	93
V.2.Méthode de calcul.....	93
V.2.1.Méthode statique équivalente .....	93
a. Principe de la méthode [RPA99version2003/4.2.1] .....	93
conditions d'application : [RPA 99 version 2003/4.1.2].....	93
b. Vérification des conditions d'application .....	94
V.2.2.Méthode dynamique .....	95
a. Condition d'application .....	95
b. Présentation du logiciel.....	95
c. Etapes de modélisation .....	95
V.2.3.Détermination des charges.....	96
Classification de l'ouvrage.....	97
Classification du site .....	97
V.2.4.Calcul du poids de la structure W.....	99
V.3.1.Interprétation des résultats.....	99

V.3.2.Vérification des déplacements .....	101
V.3.3. : Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	102
Conclusion.....	104

## Chapitre VI : Etude des portiques.

VI. Etude des portiques .....	105
VI.1.Introduction .....	105
VI.2.Définition.....	105
Poteaux : .....	105
Poutres .....	105
Nœud .....	105
VI.3 Ferrailage des portiques .....	105
VI.3.1. Ferrailage des poutres .....	105
VI.3.2. : Étude des poutres secondaires P.S $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .....	112
VI.4. : Ferrailage des poteaux.....	112

## Chapitre VII : Etude des voiles.

VII.1.Introduction .....	124
VII.2.Plan de repérage des voiles .....	124
VII.3.Etude des voiles périphériques.....	124
VII.3.1.Détermination des sollicitations.....	125
VII.4.Etude des voiles de contreventement .....	130
VII.4.1.Conception et calcul des voiles.....	130
VII.4.2.Méthode de calcul du ferrailage.....	130
VII.4.3.Détermination la nature de la section du voile.....	131
VII.4.4. Calcul des armatures verticales.....	131
VII.4.5.Les armatures horizontales .....	131
VII.4.6.Exemple de calcul .....	132

## Chapitre VIII : Etude des fondations.

VIII. Etude des fondations .....	138
VIII.1. Introduction.....	138
VIII.2. Pré dimensionnement des semelles .....	138
Semelle de centre : .....	138
Semelle de rive :.....	138
VIII.3.Etude du radier général : .....	139
VIII.3.1.Mode de fonctionnement du radier : .....	139
VIII.3.2Pré dimensionnement : .....	140
VIII.3.2.1 Hauteur totale du radier : .....	140
VIII.3.2.2 : Pré-dimensionnement des poutres.....	144
VIII.4 : Ferrailage du radier.....	149
VIII.4.1 : Ferrailage de la dalle .....	149
VIII.4.2 Ferrailage des débords .....	157
VIII.4.3 : Ferrailage des poutres.....	159

# Listes des figures

## Chapitre I

<b>Figure.I.1</b> : Plan d'étage courant.....	2
<b>Figure.I.2</b> : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton.....	7
<b>Figure.I.3</b> : diagrammecontrainte-déformation de l'acier.....	8

## Chapitre II

<b>Figure.II.1</b> : Section d'une poutrelle.....	11
<b>Figure.II.2</b> : Planché corps creux.....	11
<b>Figure.II.3</b> : Coupe sur voile en élévation.....	14
<b>Figure.II.4</b> : Vue en plan des voiles.....	15
<b>Figure.II.5</b> : Schéma représentatif du poteau le plus sollicité.....	17

## Chapitre III

<b>Figure.III.1.1</b> : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	24
<b>Figure.III.1.2</b> : Schéma de calcul d'un plancher à corps creux.....	24
<b>Figure.III.1.3</b> : Section d'une poutrelle.....	25
<b>Figure.III.1.4</b> : Poutrelle type 5.....	29
<b>Figure.III.1.5</b> : Diagramme des efforts tranchants.....	32
<b>Figure.III.1.6</b> : Dessin de ferrailage.....	41
<b>Figure.III.2.1</b> : Schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.....	44
<b>Figure.III.2.2</b> : Moment en travées et en appuis (panneaux continus au-delà de leurs appuis).....	46
<b>Figure.III.2.3</b> : Moment en travées et en appuis (panneaux de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel).....	46
<b>Figure.III.2.4</b> : Moment en travées et en appuis (panneaux de rive dont un seul appui assure un encastrement partiel).....	47
<b>Figure III.2.5</b> : Coupe transversale au niveau de la dalle pleine.....	59

## Chapitre IV

<b>Figure IV.1.1</b> : schéma d'un escalier.....	57
<b>Figure IV.1.2</b> : Schéma statique de l'escalier.....	60
<b>Figure IV.1.3</b> : Diagramme des sollicitations.....	61
<b>Figure IV.1.4</b> : Diagramme des moments retenus.....	62
<b>Figure IV.1.5</b> : Diagrammes des sollicitations.....	64
<b>Figure IV.1.6</b> : Diagramme des moments retenus.....	65

<b>Figure IV.1.7</b> : Schema statique de la poutre palière .....	67
<b>Figure IV.1.8</b> : Diagrammes des sollicitations.....	69
<b>Figure IV.1.9</b> : Diagrammes des sollicitations.....	72
<b>Figure.IV.1.10</b> : Schéma statique de la poutre palière.....	75
<b>Figure.IV.1.11</b> : Dessin de ferrailage de l'escalier .....	81
<b>Figure.IV.1.12</b> : Dessin de ferrailage de la poutre palière.....	81
<b>Figure.IV.2.1</b> : Schéma statique de balcon .....	83
<b>Figure.IV.2.2</b> : Schéma du balcon .....	84
<b>Figure.IV.2.3</b> : Ferrailage du balcon.....	87
<b>Figure.IV.3.1</b> : Dimension de l'acrotère .....	88
<b>Figure.IV.3.2</b> : Section de calcul .....	89
<b>Figure.IV.3.3</b> : Dessin de ferrailage de l'acrotère.....	92

## Chapitre V

<b>Figure.V.1</b> : Interface de l'ETABS17 .....	96
<b>Figure.V.2</b> : Mode1 translation suivant X.....	100
<b>Figure.V.3</b> : Mode2translation suivant Y.....	100
<b>Figure.V.4</b> : Mode3 torsion .....	101

## Chapitre VI

<b>Figure.VI.1</b> : La zone nodale .....	113
<b>Figure.VI.2</b> : La zone nodale.....	122
<b>Figure.VI.3</b> : Dessin de ferrailage des poteaux.....	123

## Chapitre VII

<b>Figure.VII.1</b> : Plan de repérage des voiles en plan et en 3D .....	124
<b>Figure.VII.2</b> : Poussée des terres .....	125
<b>Figure.VII.3</b> : Panneau utilisée avec le diagramme des moments fléchissant.....	126
<b>Figure.VII.4</b> : section de calcul en travées.....	127
<b>Figure.VII.5</b> : Section de calcul en travées.....	129
<b>Figure.VII.6</b> : dimension du voile.....	132
<b>Figure.VII.7</b> : Ferrailage du voile de contreventement.....	136
<b>Figure.VII.8</b> : Ferrailage du voile périphérique.....	136

## Chapitre VIII

<b>Figure.VIII.1</b> : Dimension d'une semelle isolée.....	138
<b>Figure.VIII.2</b> : radier nervuré.....	139
<b>Figure.VIII.3</b> : Schéma d'un radier général.....	140

<b>Figure.VIII.4</b> : Dimensions d'un panneau de dalle le plus défavorable .....	141
<b>Figure.VIII.5</b> : Dimensionnement du feuillet moyen .....	143
<b>Figure.VIII.6</b> : Dimensions du radier .....	144
<b>Figure.VIII.7</b> : Dimensions de la poutre.....	145
<b>Figure.VIII.8</b> : Distribution des contraintes sous le radier .....	147
<b>Figure.VIII.9</b> : Encrage de la structure .....	148
<b>Figure.VIII.10</b> : Enrobage de la dalle .....	150
<b>Figure.VIII.11</b> : Section de calcul dans le sens xx. ....	150
<b>Figure.VIII.12</b> : Section de calcul dans le sens yy. ....	151
<b>Figure.VIII.13</b> : ferrailage de la dalle .....	157
<b>Figure.VIII.14</b> : Schéma statique.....	157
<b>Figure.VIII.15</b> : Diagramme des moments.....	157
<b>Figure.VIII.16</b> : Distribution des charges sur les poutres principales. ....	160
<b>Figure.VIII.17</b> : Distribution des charges sur les poutres secondaires. ....	160
<b>Figure.VIII.18</b> : Ferrailage de la poutre principale en travée et en appui. ....	162
<b>Figure.VIII.19</b> : Ferrailage de la poutre secondaire en travée et en appui. ....	162

# Liste des tableaux

## Chapitre I

<b>Tableau I.1</b> : la composition d'un mètre cube (m <sup>3</sup> ) de béton .....	5
--	---

## Chapitre II

<b>Tableau II.1</b> : Dégression des charges d'exploitation .....	18
<b>Tableau II.2</b> : Dégression des charges permanentes.....	19
<b>Tableau II.3</b> : tableau choix de la section du Poteau. ....	21
<b>Tableau II.4</b> : vérification au flambement. ....	22

## Chapitre III

<b>Tableau III.1.1</b> : Le rapport entre 2 travées .....	29
<b>Tableau III.1.2</b> : Moments fléchissant en Appuis et en Travée et Efforts tranchants. ....	32
<b>Tableau III.1.3</b> : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et d'effort tranchant.....	42
<b>Tableau III.2.1</b> : Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travée du plancher haut sous-sol. ....	48

## Chapitre IV

<b>Tableau IV.1.1</b> : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U) .....	62
<b>Tableau IV.1.2</b> : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S).....	64
<b>Tableau IV.1.3</b> : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U) .....	70
<b>Tableau IV.1.4</b> : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S).....	72
<b>Tableau IV.1.5</b> : Tableau récapitulatif de chargement .....	76
<b>Tableau IV.1.6</b> : Tableau récapitulatif des sollicitations. ....	77
<b>Tableau IV.2.1</b> : charges permanentes de balcon. ....	83

## Chapitre V

<b>Tableau V.1</b> : le poids propre de la structure .....	96
<b>Tableau V.2</b> : Les périodes les modes et.....	99
<b>Tableau V.3</b> : Vérification des déplacements .....	102
<b>Tableau V.4</b> : Vérification de l'effet P- $\Delta$ dans les sens longitudinaux.....	103

## Chapitre VI

<b>Tableau.VI.1</b> : Récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants. ....	106
<b>Tableau VI.2</b> : Choix des armatures .....	112
<b>Tableau VI.3</b> : Tableau des efforts normaux et des moments fléchissant .....	115
<b>Tableau.VI.4</b> : Tableau récapitulatif des armatures du poteau (65x65). ....	122
<b>Tableau.VI.5</b> : Tableau récapitulatif de toutes les armatures .....	122

## Chapitre VII

<b>Tableau VII.1</b> : tableau récapitulatif des sollicitations .....	127
<b>Tableau VII.2</b> : Tableau récapitulatif des dimensions du voile.....	132
<b>Tableau VII.3</b> : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	133
<b>Tableau VII.4</b> : Tableau récapitulatif des coefficients. ....	133
<b>Tableau VII.5</b> : Tableau de calcul de "Lt" , "L' " et d. ....	133
<b>Tableau VII.6</b> : Tableau de calcul du moment "M1" et effort normale "N1" . ....	134
<b>Tableau VII.7</b> : Tableau des armatures verticales .....	134
<b>Tableau VII.8</b> : Tableau des armatures minimales par le RPA99, V2003. ....	134
<b>Tableau VII.9</b> : Tableau des armatures minimales exigées par le RPA99, V2003. ....	134
<b>Tableau VII.10</b> : Tableau des armatures.....	135
<b>Tableau VII.11</b> : Tableau de la section d'armature adoptée.....	135
<b>Tableau VII.12</b> : Tableau des espacements des armatures .....	135
<b>Tableau VII.13</b> : Tableau de la longueur de recouvrement. ....	135
<b>Tableau VII.14</b> : Tableau de la longueur de recouvrement .....	135
<b>Tableau VII.15</b> : Tableau de vérification si les armatures transversales sont nécessaires. ..	136

## Chapitre VIII

<b>Tableau VIII.1</b> : Tableau de l'épaisseur à adopter pour la dalle du radier nervuré.....	142
<b>Tableau VIII.2</b> : Tableau de la largeur de la nervure. ....	144
<b>Tableau VIII.3</b> : Tableau des dimensions du radier nervuré. ....	144
<b>Tableau VIII.4</b> : Tableau des dimensions de la poutre.....	145
<b>Tableau VIII.5</b> : Tableau de calcul de la surface du radier nervuré. ....	146
<b>Tableau VIII.6</b> : Tableau des caractéristiques du radierrécapitulatif .....	146
<b>Tableau VIII.7</b> : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU. ....	146
<b>Tableau VIII.8</b> : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.....	147
<b>Tableau VIII.9</b> : Tableau de vérification des contraintes sous radier a l'ELU.....	148
<b>Tableau VIII.10</b> : Tableau de vérification des contraintes sous radier a l'ELS .....	148
<b>Tableau VIII.11</b> : Tableau de vérification des contraintes sous radier a la situation ACC..	148
<b>Tableau VIII.12</b> : Tableau de vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement.....	149
<b>Tableau VIII.13</b> : Tableau de calcul de la charge q. ....	149
<b>Tableau VIII.14</b> : Tableau récapitulatif des sollicitations. ....	149
<b>Tableau VIII.15</b> : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine. ....	150

<b>Tableau VIII.16</b> : Ferrailage des débords.....	158
<b>Tableau VIII.17</b> : Vérification des contraintes pour le débord.....	158
<b>Tableau VIII.18</b> : Tableau de calcul des charges équivalentes. ....	159
<b>Tableau VIII.19</b> : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux. ....	161
<b>Tableau VIII.20</b> : Tableau récapitulatif des sections d'armatures. ....	161
<b>Tableau VIII.21</b> : Tableau de vérification de l'effort tranchant.....	161

## *Listes de symboles*

<b>ELU</b>	Etat limite ultime de résistance
<b>ELS</b>	Etat limite de service
<b>G</b>	Charge permanents
<b>Q ; P</b>	Charge d'exploitation
<b>E</b>	Charge sismique
<b>q<sub>u</sub></b>	Chargement ultime
<b>q<sub>s</sub></b>	Chargement de service
<b>M<sub>f</sub></b>	Moment fléchissant
<b>M<sub>t</sub></b>	Moment de flexion en travée
<b>M<sub>a</sub></b>	Moment de flexion en appui
<b>M<sub>d</sub></b>	Moment en appui droite
<b>M<sub>g</sub></b>	Moment en appui gauche
<b>N</b>	Effort normal
<b>T<sub>d</sub></b>	Effort tranchant à droit du point considéré
<b>T<sub>g</sub></b>	Effort tranchant à gauche du point considéré
<b>f<sub>c28</sub></b>	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
<b>f<sub>t28</sub></b>	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
<b>E<sub>ij</sub></b>	Module de déformation longitudinale instantané
<b>E<sub>vj</sub></b>	Module de déformation longitudinale différée
<b>γ<sub>s</sub></b>	Coefficient de sécurité pour l'acier
<b>γ<sub>b</sub></b>	Coefficient de sécurité pour le béton
<b>h</b>	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
<b>b</b>	Largeur des éléments
<b>h<sub>0</sub></b>	Hauteur de la table de compression
<b>σ<sub>b</sub></b>	Contrainte de calcul dans le béton
<b>σ<sub>b</sub></b>	Contrainte admissible limite dans le béton
<b>σ<sub>s</sub></b>	Contrainte de calcul dans l'acier
<b>σ<sub>s</sub></b>	Contrainte admissible limite dans l'acier
<b>τ<sub>u</sub></b>	Contrainte tangentielle de calcul

$\overline{\tau}_u$	Contrainte tangentielle limite
$\phi_t$	Diamètre des armatures
<b>S</b>	Espacement entre armatures transversales
<b>A<sup>u</sup></b>	Armatures calculées à l'ELUR
<b>A<sup>s</sup></b>	Armatures calculées à ELS
<b>A<sub>a</sub></b>	Armatures en appuis
<b>A<sub>t</sub></b>	Armatures en travées
<b>I<sub>xx</sub></b>	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
<b>I<sub>yy</sub></b>	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
<b>M<sub>zz</sub></b>	Inertie massique
<b>L<sub>f</sub></b>	Longueur de flambement
<b>B<sub>r</sub></b>	Section réduite
<b>L<sub>x</sub></b>	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
<b>L<sub>y</sub></b>	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
<b>I<sub>0</sub></b>	Moment d'inertie de la section homogène
<b>I<sub>f</sub></b>	Moment d'inertie fictif
<b>f</b>	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
<b>Δf<sub>t</sub></b>	Flèche total
<b>ζ</b>	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$

# Bibliographie

- ✓ Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99**
- ✓ D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- ✓ BAEL91, Edition EYROLLES Paris 1992- Jean pierre Mougins,
- ✓ Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**.
- ✓ Tableaux de Caquot et Kérisel
- ✓ Tableau de « l'Herminier-Absi »

## Outils informatiques

- ✓ Logiciel AUTOCAD version 2016
- ✓ Logiciel SOCOTEC
- ✓ Logiciel EXCEL
- ✓ RDM6
- ✓ ETABS version 2017

## Cours :

- ✓ calcul de voile Mr. BESOULA Mohamed
- ✓ calcul des actions et sollicitations Mr.BENSOULA Mohamed
- ✓ Cours de béton armé (3ème année licence) Mr. AMMAR Brahim
- ✓ Cours de conception parasismique (2<sup>ème</sup> année master) Mr.MOUSSAOUI

## Mémoire fin d'étude :

- ✓ étude d'une tour (sous-sol +rdc+11etage) présenté par : BOUDRAA Salahe Abdalhafide ; MEHIDI Al Hocine promotion 2014.
- ✓ étude d'un bâtiment en béton armé (R+10 avec un sous-sol) présenté par : DIALA Amina ; CHARAKE Chaima promo 2016.
- ✓ étude d'un bâtiment en béton arme à usage multiple en sous-sol +RDC +7 étage présenté par : ADDA Benatia Esma ; ARBIA Amel promo 2016.

## Introduction générale :

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense, donc elle est présentée comme étant une région à forte activité sismique.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

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

Chaque étude de projet du bâtiment a pour buts:

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

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC plus 12 étages et 1 sous-sol.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel Etabs (version2017) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure.

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les règles parasismiques algériennes «RPA99\Version 2003 ».

### I.1. Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à étudier et calculer les éléments structuraux d'une tour en béton armé à usage multiple implanté à ORAN, qui est une Zone de moyenne sismicité zone II-a d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003). Le sous-sol a été utilisé comme parking, RDC pour vocation commercial (showroom) et les autres étages sont des logements d'habitation.

### I.2. Caractéristique géométrique du bâtiment :

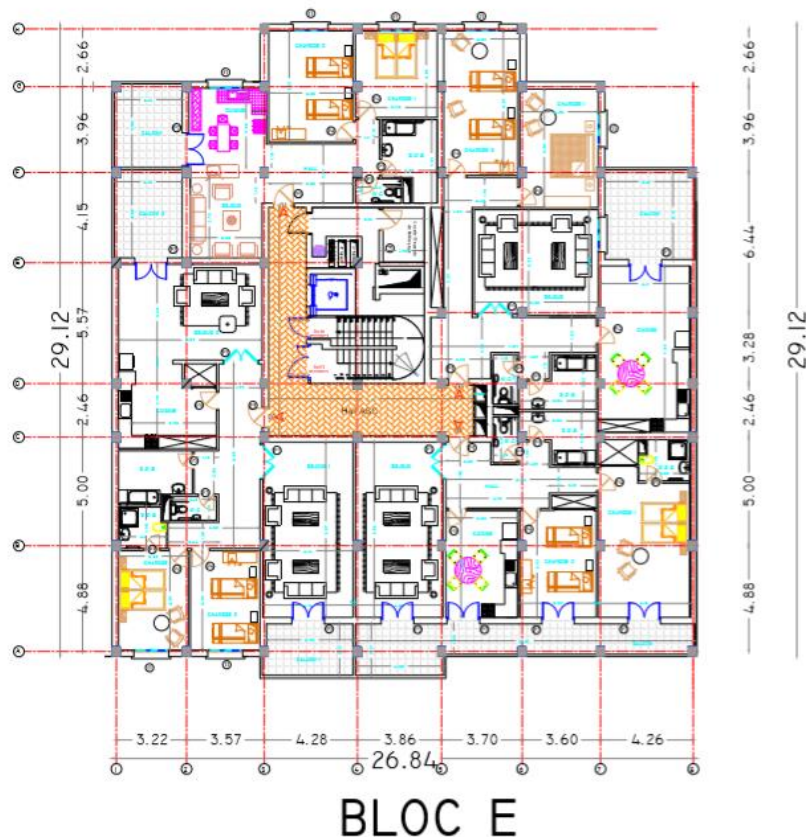
a) Dimension en élévation :

- Hauteur total du bâtiment à partir du RDC .....H=47,88m
- Hauteur de RDC.....H=4,08m
- Hauteur d'étage courant.....H=3.40m
- Hauteur d'étage sous-sol.....H=3,00m

b) Dimension en plan :

- Longueur totale..... $L_{long}=26.84m$
- Largeur totale..... $L_{trans}=30.12m$

c) Schémas des plans :



*Figure.I.1 : Plan d'étage courant*

d) Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques algériennes 99\version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone II a) ;
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (ouvrages courant ou d'importance moyenne) ;
- Le site est considéré comme un sol rocheux (S1) et
- La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol}=2.5$  bar.

### I.3. Définition des éléments de l'ouvrage :

a) Ossature :

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

b) Plancher :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment, et capable de supporter les charges d'utilisations, ils résistent bien aux efforts horizontaux, on distingue Plancher à corps creux et Plancher à dalle pleine :

- Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

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

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

- Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, on a opté pour des dalles pleines comme les balcons, la dalle d'ascenseur et planche haut sous-sol.

d) Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm et 10 cm) séparées par un vide de 5 cm (l'âme d'air qui joue un rôle isolant).

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

e) Balcon :

Dans notre structure les balcons sont représentés par une forme rectangulaire et ils sont réalisés en console par dalle pleine en béton armé de 16 cm d'épaisseur.

f) Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S .D.B, Cuisine).

- Enduit en ciment pour les murs extérieur et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.

g) Acrotère :

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

h) Ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. Il est type de 630Kg pour 8 personnes.

i) Fondation :

L'infrastructure, constituée des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide ; cet ensemble devra être capable de transmettre les charges verticales et de limiter les tassements différentiels. Notre fondation est constituée d'un radier nervuré.

#### **I.4. Définition des états limite :**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites :

- Etat limite ultime :

Correspondant à la limite :

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme.

- Etat limite de service :

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

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

##### **I.5.1.Introduction :**

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

### I.5.2. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment, granulats (sable et gravillons), eau de gâchage et d'adjuvant (éventuellement). Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il présente une très bonne résistance à la compression, par contre il résiste mal à la traction.

#### I.5.2.1. Dosage du béton :

On appelle dosage le poids du liant employé pour réaliser 1 mètre cube de béton.

*Tableau I.1 : la composition d'un mètre cube (m<sup>3</sup>) de béton*

graviers 15/25	Sables 0 /5	Ciment CPJ(CEMII)45	eau
800L	400L	(350Kg)	175L

Le béton de propreté est dosé 250Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPJ 45

#### I.5.2.2. Résistance et caractéristiques :

a) Résistance à la compression :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 d'âge noté «  $f_{c28}$  »).

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$  par :

Pour les résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$ :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

-pour des résistances  $f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$ :

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour notre projet d'étude on adoptera :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

b) Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton «  $f_{tj}$  » à l'âge d'un jour «  $j$  » varie en fonction de sa résistance à la compression à 28 jours.

La résistance à la traction est conventionnellement définie par les relations suivantes :

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

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$$

Pour notre projet d'étude on adoptera :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

### I.5.2.3. Module de déformation longitudinale du béton :

On définit le module de déformation longitudinale comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée, selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue types de modules :

- Module de déformation longitudinale instantané : (Art A-2.1.21BAEL91).

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24h.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} \text{ avec : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$E_{ij} = 32164.19 \text{ Mpa.}$$

- Module de déformation longitudinale différée : (Art A-2.1.21BAEL91).

On utilisera le module différée des chargements de longue durée (cas courant), qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} \text{ avec : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$E_{vj} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

### I.5.2.4. Coefficient de poisson : (Art A-2.1.3BAEL91).

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

Le coefficient de poisson est donné par :

$$\nu = (\Delta a/a) / (\Delta L/L)$$

Avec :

$\Delta a/a$  : Allongement relatif de la section transversale.

$\Delta L/L$  : Allongement relatif de la section longitudinale.

Il est pris égale a :

$$\nu = 0,2 \text{ pour l'état limite de service (E.L.S)}$$

$$\nu = 0 \text{ pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R)}$$

### I.5.2.5. Les contraintes limites :

- Etat limite ultime (ELU) :

a) Contrainte ultime du béton :

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit « parabole-rectangle » (fig. I.2). En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

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

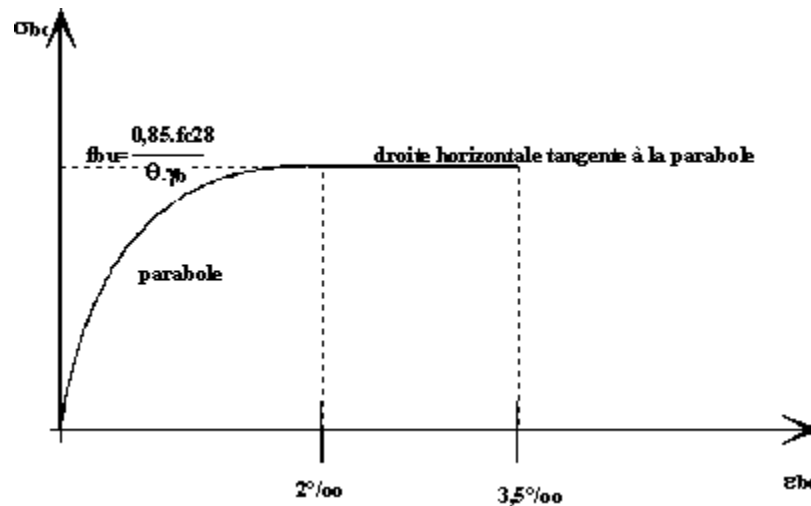


Figure .I.2 : Diagramme parabol-rectangle des contraintes-déformations du béton

Avec :

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

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

$\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

b) Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par  $\tau < \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa} \rightarrow$  cas normal (fissuration peu nuisible)

$\bar{\tau} = \min(0.10 f_{c28}, 3 \text{ Mpa}) =$  cas où la fissuration est préjudiciable.

– Etat limite de service (ELS) :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles.

On suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte la loi de Hooke pour décrire le comportement du béton à l'ELS, pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0.2$

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

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

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$  avec  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25$$

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

### I.5.3. Acier :

#### I.5.3.1. Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone et
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le critère essentiel qui caractérise les aciers est leur limite d'élasticité «  $f_e$  ».

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s=200000$  MPa.

#### I.5.3.2. Type d'acier utilisé :

- Barres lisses → F<sub>e</sub>E235
- Barre à haute adhérence → F<sub>e</sub>E400
- Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence → F<sub>e</sub>E520

#### I.5.4.2. Contraintes limites :

- Etat limite ultime (ELU) :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation de la figure I.3.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier  $f_e=400$  Mpa

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité ( $\gamma_s = 1.15$  en situation normale et 1 en situation accidentelle)

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier  $E_s = 2 \times 10^5$  Mpa

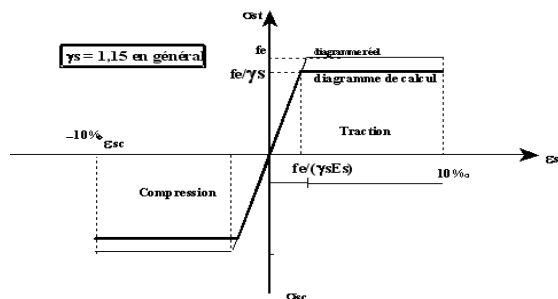


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

- Etat limite de service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suit :

- Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne  $\sigma_s$
- Fissuration peu préjudiciable :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \text{ Avec } \sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \text{ Avec } \sigma_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right)$$

Avec  $\eta$  : Coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1.0 & \text{pour rond lisse} \\ 1.60 & \text{pour haute adhérence} \end{cases}$$

### I.6. Combinaisons de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R » sont :
- Pour les situations durables :  $1.35G+1.5Q$
- Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »
  - $G+Q\pm E$
  - $G+Q\pm 1.2E$
  - $0.8G\pm E$
- Les combinaisons de calcul à l'état limite de service « E.L.S » :
  - $G+Q$

Avec G : charge permanente    Q : charge d'exploitation    E : l'effort de séisme

### I.7. Règlements utilisés :

- Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 version 2003 ;
- Règles BAEL 91 modifiées 99 ;
- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR B .C.2.2 ;
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93 ;
- Règles de calcul des fondations superficielles DTR 2.33.1 et
- Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles DTR B.E 1.31.

### I.8. Logiciel utilisés :

- ETABS (version 2017) : pour la modélisation de la structure et
- AUTOCAD (version 2016) : pour les dessins des plans.

## II. Pré dimensionnement :

### II.1. Prédimensionnement des poutres :

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées.

Ces sections sont obtenues en satisfaisant les conditions suivantes :

- Critère de rigidité et
- Condition des règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.

Selon le **B.A.E .L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

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

$$0.4h < b < 0.8h$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \end{cases}$$

#### II.1.1. Poutre principale :

$$L_{\max} = 599 \text{ cm} \Rightarrow 39.93 \text{ cm} \leq h_t \leq 59.9 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 50 \text{ cm}$$

$$22 \text{ cm} < b \leq 44 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

D'après le **R.P.A.99** (version 2003), on a :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée} \\ h_t = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1.66 \leq 4 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30 × 50) cm<sup>2</sup>**

#### II.1.2. Poutre secondaire :

$$L_{\max} = 388 \text{ cm} \Rightarrow 25.86 \text{ cm} \leq h_t \leq 38.8 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 35 \text{ cm}$$

$$16 \text{ cm} < b \leq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

D'après le **R.P.A.99** (version 2003), on a :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée} \\ h_t = 35 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1.16 \leq 4 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30 × 35) cm<sup>2</sup>**

### II.2. Prédimensionnement des planchers :

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions suivantes :

- Condition de flèche ;
- Condition coupe-feux ;
- Condition d'isolation thermique ;

- Condition d'isolation phonique.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante et RDC
- Plancher dalle pleine pour le sous-sol ainsi que les balcons et ascenseur.

### II.2.1. Plancher à corps creux :

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}, \text{ avec } L=398\text{cm}$$

Avec  $\begin{cases} h_t: \text{hauteur totale du plancher} \\ L: \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$

$$15.92 \leq h_t \leq 20 \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm d'épaisseur, soit un plancher (16+4) cm}$$

Avec 4cm : épaisseur de la table de compression

Épaisseur du corps creux : 16 cm

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

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

$$h_1 = 16$$

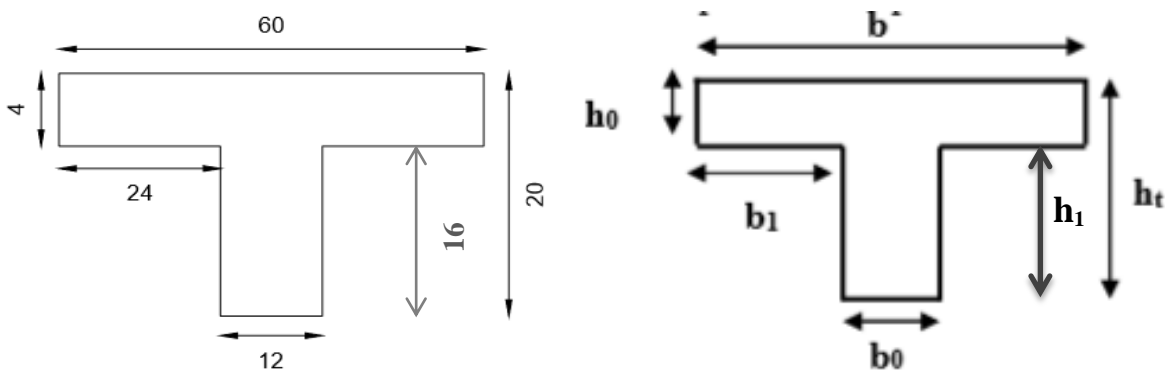


Figure.II.1. : Section d'une poutrelle

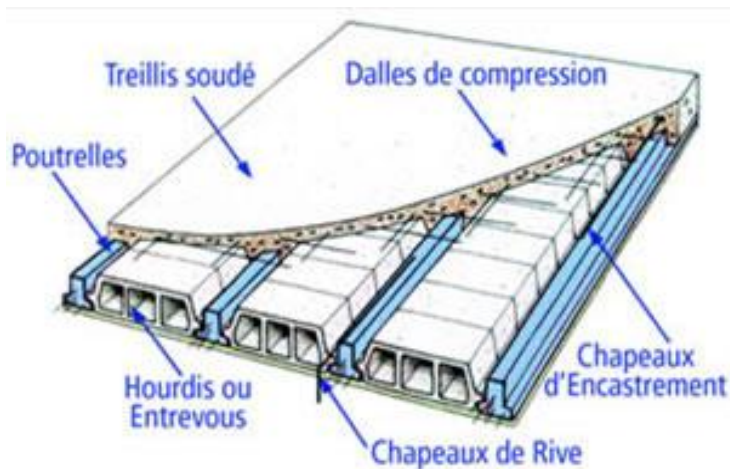


Figure.II.2. : Planché corps creux

### II.2.2.Dalle pleine :

- Condition de résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité la hauteur de la dalle pleine est donnée par :

$\rho = L_X/L_Y \leq 0.4 \rightarrow$  la dalle portant dans un seul sens :

$$h_0 = (1/35 \div 1/30) L_X$$

$0.4 < \rho < 1 \rightarrow$  la dalle portant suivant deux directions :

$$h_0 = (1/50 \div 1/40) L_X$$

On a:  $L_X = 398 \text{ cm}$

$$L_Y = 621.5 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{398}{621.5} = 0.64 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle portant dans deux sens}$$

Donc ;  $398/50 \leq h_0 \leq 398/40 \Rightarrow 7.96 \leq h_0 \leq 9.95$

- Condition d'isolation acoustique :

Contre les bruits aérien :  $h_0 = 14 \text{ cm}$

Contre les bruits d'impacts :  $h_0 = 16 \text{ cm}$

- Condition de sécurité en matière d'incendie :

7cm pour 1 heure de coupe-feu

11 cm pour 2 heures de coupe-feu

On adopte pour l'épaisseur de la dalle pleine

**$h_0 = 16 \text{ cm}$**

### II.2.3.Evaluation des charges et des surcharges :

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

- Charge permanente :
- Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

Chargement		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de protection	0,03	20	0,6
2	Etanchéité multicouche	0,2	6	1.2
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique	0,04	5	0,2
5	Plancher à corps creux (16+4)	0,16+0,04	-	2,80
6	Enduit en plâtre	0,1	15	1,5
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G=8.5</b>

– Plancher étage courant :

Chargements		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Plancher à corps creux (16+4)	0,16+0,04	-	2,8
6	cloison	0,1		0,75
7	Enduit en plâtre	0,02	15	0,30
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G=5,01</b>

– Plancher dalle pleine :

désignation		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de ciment	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,16	25	4,00
5	cloison	0,1	-	0,75
6	Enduit en plâtre	0,02	15	0,30
<b>Charge permanente totale</b>				<b>G=6,21</b>

• Surcharges d'exploitation :

1-surcharge du plancher terrasse inaccessible.....**Q=1.00KN/m<sup>2</sup>**

2-surcharges des plancher étage courant (habitation).....**Q=1.50KN/m<sup>2</sup>**

3-surcharge du plancher de RDC (showroom).....**Q=5.00KN/m<sup>2</sup>**

4- surcharge du plancher sous-sol (parking).....**Q=2.50KN/m<sup>2</sup>**

### II.3.Pré dimensionnement des voiles :

#### II.3.1.Voile de contreventement :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé. Le système de contreventement utilisé dans notre cas est mixte assuré par des voiles et des portiques. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité et ils doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, on considère comme voile de contreventement satisfaisant la condition suivante :

–  $L \geq 4a$

–  $a \geq \frac{h_e}{20}$

Avec :

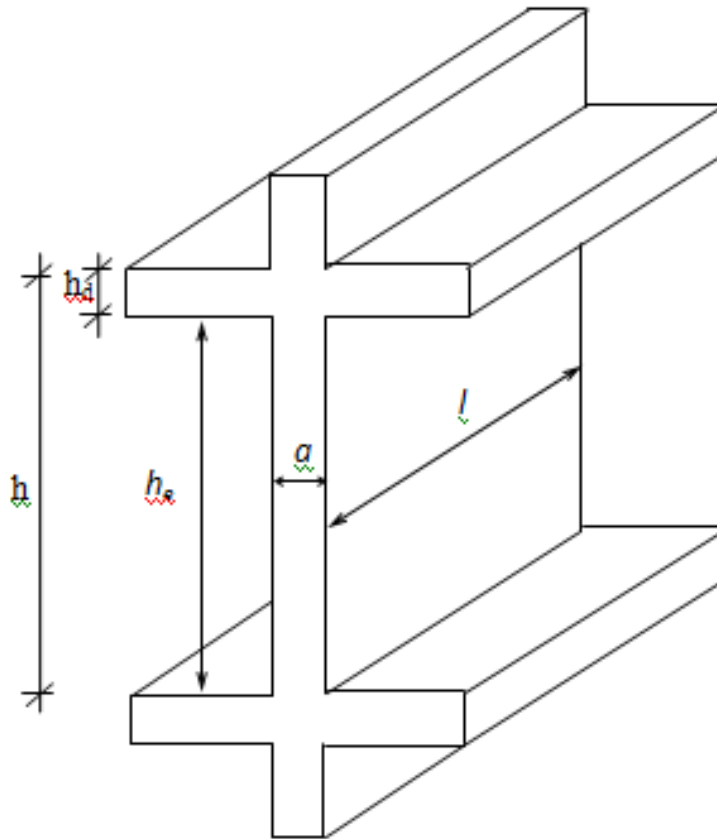
L : longueur du voile

a: épaisseur des voiles ( $a_{\min}=15$  cm)

$h_e$  : hauteur libre d'étage

Notre site se situe à Oran (zone IIa)

- nombre de niveau  $\geq 4$
- la hauteur  $\geq 14$ m



*Figure II .3. : Coupe sur voile en élévation*

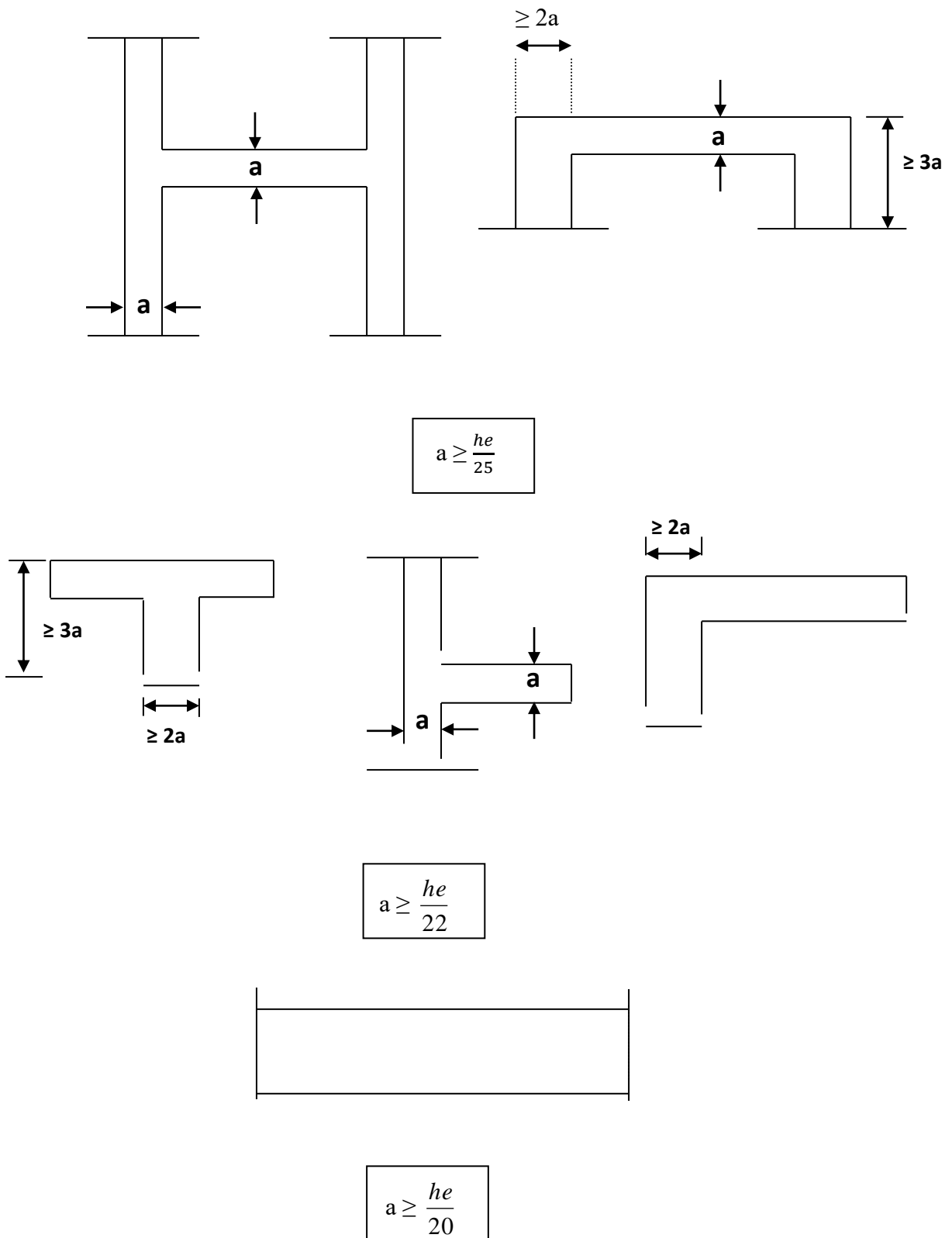


Figure II.4. : Vue en plan des voiles.

- voile d'étage courant :

$$h_{\text{étage}} = 3.40 - 0.20 = 3.20\text{m} \Rightarrow a_{\text{étage}} \geq \frac{3.20}{20} = 0.16\text{m}$$

- voile de RDC

$$h_{\text{RDC}} = 4.08 - 0.18 = 3.9\text{m} \Rightarrow a_{\text{RDC}} \geq \frac{3.9}{20} = 0.195\text{m}$$

Niveaux	Epaisseur (cm)
RDC	20
1 <sup>er</sup> au 12 <sup>eme</sup> étage	20

### II.3.2. Voile d'ascenseur :

$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

- voile de sous- sol :

$$h_{\text{sous-sol}} = 3.00 - 0.16 = 2.84\text{m} \Rightarrow a_{\text{sous-sol}} \geq \frac{2.84}{25} = 0.114\text{m}$$

- voile de RDC :

$$h_{\text{RDC}} = 4.08 - 0.18 = 3.9\text{m} \Rightarrow a_{\text{RDC}} \geq \frac{3.9}{25} = 0.156\text{m}$$

- voile d'étage courant :

$$h_{\text{étage}} = 3.40 - 0.20 = 3.2\text{m} \Rightarrow a_{\text{étage}} \geq \frac{3.2}{25} = 0.128\text{m}$$

niveau	Epaisseur (cm)
Sous-sol	15
RDC	15
1 <sup>er</sup> au 12 <sup>eme</sup>	15

### II.3.3. Voile périphérique :

C'est un élément d'infrastructure, continu entre le niveau de fondation et le niveau de base de la construction. Ce voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- les armatures sont constituées de 2 nappes
- épaisseur  $\geq 15\text{cm}$

$$\begin{cases} h_{\text{sous-sol}} = 3.00 - 0.16 = 2.84\text{m} \\ a_{\text{min}} = 15\text{ cm} \end{cases} \quad a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{2.84}{25} = 0.114\text{m}$$

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

## II.4. Pré dimensionnement des poteaux :

### II.4.1. Principe :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspond au poteau qui reprend la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

### II.4.2. Poteau le plus sollicité :

On fixe notre choix au poteau axes (B, 4) comme il est motionné sur la figure suivante d'où la surface hachurée c'est elle supportée par le poteau pour tous les étages.

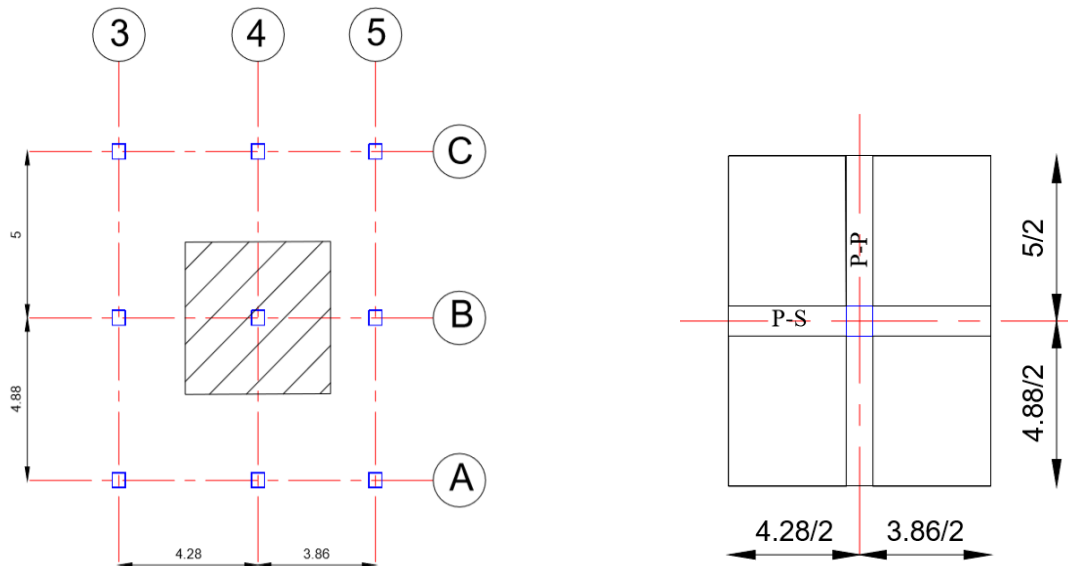


Figure II.5. : Schéma représentatif du poteau le plus sollicité

### II.4.3. Calcul de la surface supportée par le poteau le plus sollicité :

Soit S la surface supportée par poteau axe (B, 4) :

- La longueur afférente de la poutre principale (P.P.) :  $L_{\text{aff}(p,p)}=4.94\text{m}$
- La longueur afférente de la poutre secondaire (P.S.) :  $L_{\text{aff}(p,s)}=4.07\text{m}$

$$S=(5/2+4.87/2) \times (4.28/2+3.86/2)=20.11\text{m}^2$$

- La surface afférente du plancher :  $S_{\text{aff}(\text{plancher})}=20.11\text{m}^2$

### II.4.4. Effort normal ultime dans chaque niveau :

a) Les efforts de compression due aux charges permanentes  $N_G$  :

- **Plancher terrasse :**

- Poids propre du plancher :  $G_{\text{terrasse}} \times S = (8.5 \times 20.11) = 170.94\text{KN}$

- Poids propre des poutres principale :  $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.30 \times 0.50) \times 4.94 = 18.53\text{KN}$

- Poids propre des poutres secondaires :  $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times 4.07 = 10.68\text{KN}$

$$\mathbf{G=200.15KN}$$

• **Plancher étage courant :**

- Plancher étages :  $G_{\text{étage}} \times S = (5,01 \times 20.11) = 100.75 \text{KN}$

- Poids propre des poutres principale :  $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.30 \times 0.50) \times 4.94 = 18.53 \text{KN}$

- Poids propre des poutres secondaires :  $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times 4.07 = 10.68 \text{KN}$

**G=129.96KN**

• **Plancher à dalle pleine :**

- Plancher étages :  $G_{\text{étage}} \times S = (6.21 \times 20.11) = 124.88 \text{KN}$

- Poids propre des poutres principale :  $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.30 \times 0.50) \times 4.94 = 18.53 \text{KN}$

- Poids propre des poutres secondaires :  $\gamma_b \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times 4.07 = 10.68 \text{KN}$

**G=154.09KN**

b) Les efforts de compression due aux charges d'exploitation Q :

Loi de dégression :

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q de bas vers le haut .

D'où Q : charges d'exploitation

Ce qui donne :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  selon les règles de « **BAEL 91 modifié 99** », avec :

- *n*: nombre d'étage
- *Q<sub>0</sub>*: la charg d'exploitationsur la terrasse
- *Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, ... .. , Q<sub>n</sub>*: les charges d'exploitations des plancher courants respectivement de haut vers le bas.

**Tableau II.1 : Dégression des charges d'exploitation**

Niveau De Planchers	Surcharges d'exploitation	$\Sigma$ des surcharges d'exploitation	$\Sigma$ des surcharges d'exploitatio n (KN/m <sup>2</sup> )
T	Q <sub>0</sub>	Q <sub>0</sub>	1.00
P11	Q <sub>1</sub>	Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub>	2.5
P10	Q <sub>2</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.95(Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> )	3.85
P9	Q <sub>3</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.90 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> )	5.05
P8	Q <sub>4</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> )	6.1
P7	Q <sub>5</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.80 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> )	7
P6	Q <sub>6</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.75(Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> )	7.75
P5	Q <sub>7</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.71 (Q <sub>1</sub> + ..... + Q <sub>7</sub> )	8.46
P4	Q <sub>8</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.69 (Q <sub>1</sub> + ..... + Q <sub>8</sub> )	9.1
P3	Q <sub>9</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.67 (Q <sub>1</sub> + ..... + Q <sub>9</sub> )	10.05
P2	Q <sub>10</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.65 (Q <sub>1</sub> + ..... + Q <sub>10</sub> )	10.75
P1	Q <sub>11</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.64 (Q <sub>1</sub> + ..... + Q <sub>11</sub> )	11.56
P0	Q <sub>12</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.63 (Q <sub>1</sub> + ..... + Q <sub>12</sub> )	12.34
P.RDC	Q <sub>13</sub>	Q <sub>0</sub> + 0.63 (Q <sub>1</sub> + ..... + Q <sub>12</sub> ) + 5	17.34

Tableau II.2 : Dégression des charges permanentes

Niveau De Planchers	Charges permanentes	$\Sigma$ des charges permanentes	$\Sigma$ charges permanentes (KN/m <sup>2</sup> )
T	G <sub>0</sub>	8.5	8.5
P11	G <sub>1</sub>	8.5+5,01	13.51
P10	G <sub>2</sub>	8.5+2x5,01	18.52
P9	G <sub>3</sub>	8.5+3X5,01	23.53
P8	G <sub>4</sub>	8.5+4X5,01	28.54
P7	G <sub>5</sub>	8.5+5X5,01	33.55
P6	G <sub>6</sub>	8.5+6X5,01	38.56
P5	G <sub>7</sub>	8.5+7X5,01	43.54
P4	G <sub>8</sub>	8.5+8X5,01	48.58
P3	G <sub>9</sub>	8.5+9X5,01	53.59
P2	G <sub>10</sub>	8.5+10X5,01	58.6
P1	G <sub>11</sub>	8.5+11X5,01	63.61
P0	G <sub>12</sub>	8.5+12X5,01	68.62
P.RDC	G <sub>13</sub>	8.5+13X5,01	73.63

#### II.4.5.Méthode de calcul :

Le pré dimensionnement des poteaux doit respecter les trois conditions suivantes :

- Condition de résistance et Condition de stabilité de forme.
- Condition imposée par les règles parasismique algérienne RPA 99 version 2003.

#### a. Condition de résistance et stabilité de forme :

On sait que :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[ \theta \cdot \left( \frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + 0.85 \left( \frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right]}$$

D'après les règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003

On prend  $\frac{A}{B_r} = 0,8\%$  (zone IIa)

Avec :

$B_r$  : section nette du béton,  $B_r = [(a-0.02) (b-0.02)]$  ;

$\theta$  : Facteur de durée d'application des charges ( $\theta=1$ ) ;

$\sigma_{bc}$  = résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$N_G$  : effort normal du aux charges permanentes ;

$N_Q$  : effort normal du aux charges d'exploitation.

Il se calcul en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation

$$\beta = 1 + 0.2 (\lambda + 35)^2 \quad \text{avec } \lambda \leq 35$$

$\beta$  : Coefficient qui dépend de l'élanement du poteau

Pour toutes les armatures participe on prend  $\lambda \rightarrow \beta = 1.2$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$  : résistance de calcul des aciers à L'ELU avec :  $f_e = 400 \text{ Mpa}$

La formule précédente devient égale :

$$B_r \geq (1.2 \cdot N_u) / [(14.2/0.90) + 0.85 (0.008 \times 348)]$$

Donc  $B_r \geq 0.6614 N_u$

**b. Condition imposées par les règles parasismiques algériennes R.P.A 99 version 2003**

Pour la zone IIa : on a

1.  $\text{Min}(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm}$
2.  $\text{Min}(h_1, b_1) = h_e / 20$
3.  $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

Avec

$h_e$  : La hauteur libre d'étage

**II.4.6. Calcul de la section du poteau :**

$$N_u = 1.10 \times (N_{uplch} + N_{upp} + N_{ups} + N_{upot})$$

Exemple de calcul :

Calcul de la section du poteau : (12<sup>ème</sup> étage)

Effort normal ultime du plancher  $N_{uplch}$  :

$$\begin{cases} G = 8.5 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow q_{1(\text{plancher})} = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_{1(\text{plancher})} = 12.97 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{uplch} = 12.97 \times 20.11 = 260.93 \text{ KN}$$

Effort normal ultime de la poutre principale  $N_{upp}$  :

$$q_{2(p,p)} = 1.35(25 \times 0.3 \times 0.5) = 5.0625 \text{ KN/ml}$$

$$N_{upp} = 5.0625 \times 4.94 = 25.008 \text{ KN}$$

Effort normal ultime de la poutre secondaire  $N_{ups}$  :

$$q_{2(p,p)} = 1.35(25 \times 0.3 \times 0.35) = 3.5437 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ups} = 3.5437 \times 4.07 = 14.42 \text{ KN}$$

Effort normal ultime du poteau  $N_{upot}$

$$N_{upot} = 0 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.10 \times (229.455 + 25.008 + 14.42 + 0)$$

$$N_u = 295.77 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.6614 N_u \Rightarrow B_r \geq 195.62$$

Donc on prend  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Vérification suivant les règles parasismiques algérienne RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(30, 30) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ \min(30, 30) \geq \frac{320}{20} = 16 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \text{C.V}$$

Tableau II.3: tableau choix de la section du Poteau.

Hauteur d'Étage	Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	NUPP (KN)	NUPS (KN)	Nu Pot (KN)	Nu Long (KN)	Nu pL (KN)	NU (KN)	Br	a (cm)	a (cm) Choisi
3,4	12 <sup>o</sup> étage	8,5	1	25,00875	14,4230625	0	-	260,872755	<b>345,35025</b>	227,931167	17,0973894	<b>30</b>
3,4	11 <sup>o</sup> étage	13,51	2,5	50,0175	28,846125	0	-	442,096383	<b>599,10401</b>	395,408646	21,8848849	<b>30</b>
3,4	10 <sup>o</sup> étage	18,52	3,85	75,02625	43,2691875	0	-	618,796207	<b>847,65539</b>	559,452558	25,6527495	<b>30</b>
3,4	09 <sup>o</sup> étage	23,53	5,05	100,035	57,69225	0	-	790,972225	<b>1091,0044</b>	720,062901	28,8339878	<b>40</b>
3,4	08 <sup>o</sup> étage	28,54	6,1	125,04375	72,1153125	0	-	958,624438	<b>1329,151</b>	877,239677	31,6182322	<b>40</b>
3,4	07 <sup>o</sup> étage	33,55	7	150,0525	86,538375	0	-	1121,75285	<b>1562,0953</b>	1030,98288	34,1089222	<b>45</b>
3,4	06 <sup>o</sup> étage	38,56	7,75	175,06125	100,961438	0	-	1280,35745	<b>1789,8372</b>	1181,29252	36,3699363	<b>45</b>
3,4	05 <sup>o</sup> étage	43,54	8,46	200,07	115,3845	0	-	1436,94142	<b>2015,2553</b>	1330,0685	38,4701042	<b>45</b>
3,4	04 <sup>o</sup> étage	48,58	9,1	225,07875	129,807563	0	-	1593,04285	<b>2240,1185</b>	1478,47824	40,4509848	<b>50</b>
3,4	03 <sup>o</sup> étage	53,59	10,05	250,0875	144,230625	0	-	1757,67919	<b>2474,7969</b>	1633,36597	42,4149226	<b>50</b>
3,4	02 <sup>o</sup> étage	58,6	10,75	275,09625	158,653688	0	-	1914,77586	<b>2700,8047</b>	1782,53108	44,2200318	<b>60</b>
3,4	01 <sup>o</sup> étage	63,61	11,56	300,105	173,07675	0	-	2075,18999	<b>2930,6275</b>	1934,21415	45,9797016	<b>60</b>
4,08	RDC	68,62	12,34	325,11375	187,499813	0	-	2234,69935	<b>3159,4099</b>	2085,2105	47,6641052	<b>65</b>
3	sous-sol	73,63	17,34	350,1225	201,922875	0	-	2521,47843	<b>3534,5524</b>	2332,80457	50,2991156	<b>65</b>

*Tableau II.4: vérification au flambement.*

L0 (cm)	Lf(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	B(cm <sup>2</sup> )	i(cm <sup>2</sup> )	$\lambda$	$\lambda \leq 35$
340	238	67500	900	8,660254038	27,4818728	<b>C.V</b>
340	238	67500	900	8,660254038	27,4818728	<b>C.V</b>
340	238	67500	900	8,660254038	27,4818728	<b>C.V</b>
340	238	213333,333	1600	11,54700538	20,6114046	<b>C.V</b>
340	238	213333,333	1600	11,54700538	20,6114046	<b>C.V</b>
340	238	341718,75	2025	12,99038106	18,3212485	<b>C.V</b>
340	238	341718,75	2025	12,99038106	18,3212485	<b>C.V</b>
340	238	341718,75	2025	12,99038106	18,3212485	<b>C.V</b>
340	238	520833,333	2500	14,43375673	16,4891237	<b>C.V</b>
340	238	520833,333	2500	14,43375673	16,4891237	<b>C.V</b>
340	238	1080000	3600	17,32050808	13,7409364	<b>C.V</b>
340	238	1080000	3600	17,32050808	13,7409364	<b>C.V</b>
408	285,6	1487552,08	4225	18,76388375	15,2207296	<b>C.V</b>
300	210	1487552,08	4225	18,76388375	11,1917129	<b>C.V</b>

### III. Etude des planchers :

#### III.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux).

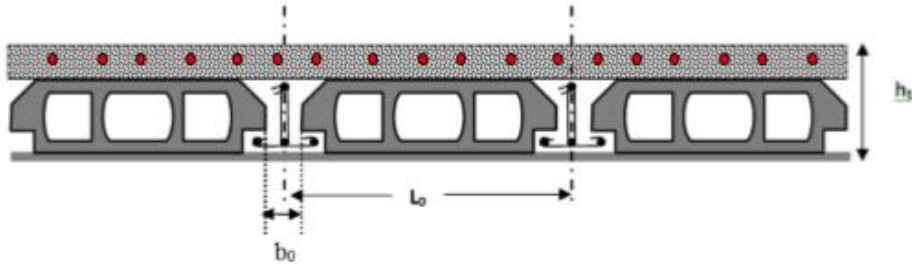


Figure III.1.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

#### III.1.1. Détermination des dimensions des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, dont les dimensions sont indiquées sur la figure suivante :

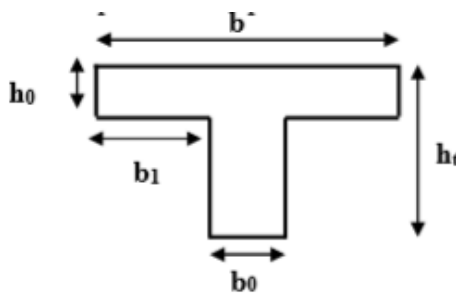


Figure III.1.2 : Schéma de calcul d'un plancher à corps creux

D'après les règles du (BAEL 91), la largeur des tables de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes de ( $b_1$ )

$$b_1 \leq (L_n - b_0) / 2$$

$$b_1 \leq (L / 10)$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

Avec :

$L_n$  : distance entre axes des poutrelles

Suivant les règles algériennes la distance  $L_n$  est prise généralement égale à 60 cm.

$L$  : La distance entre nu d'appui de la travée considérée :

On prendra :  $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 \leq (L_n - 12) / 2 = (60 - 12) / 2 = 24 \text{ cm}$$

$$L / 10 = 398 / 10 = 39.8 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 = 6 \times 4 \leq b_1 \leq 8 \times 4 = 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min(24 ; 39.8 ; 32) \text{ cm}$$

Donc :

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

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$$

Les dimensions :

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

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

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

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

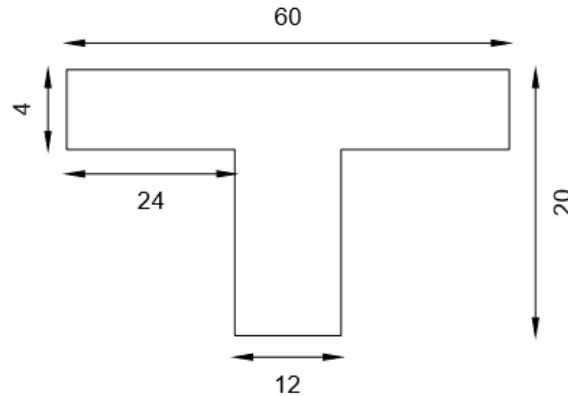


Figure III.1.3 : Section d'une poutrelle

### III.1.2. Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures (A $\perp$ )

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures (A $\parallel$ )

La section minimale des armatures doit être :

Pour l'écartement des axes des nervures  $L_n$  inférieur ou égale à 50 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200 / f_c$$

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

$$A_{\perp} \geq 4 \cdot L_n / f_c$$

Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section :  $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

❖ Détermination des armatures :

Armatures perpendiculaire aux nervures :

On a :  $50 < L_n = 60 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$

$$A_{\perp} \geq 4L_n / f_c = 4 \times 60 / 400 = 0.6$$

**Fe** : Limite d'élasticité (treillis soudé)  $\phi_6$     **Fe** = 500 MPa

On prend  $5\phi_6 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$

❖ Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2 \Rightarrow A_{\parallel} \geq 1.41 / 2 = 0.71 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 5\phi_6 / \text{ml}$$

$$A_{\parallel} = 0.71 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; e = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un treillis soudé  $\phi_6$  de maille (200×200) mm<sup>2</sup>

**III.1.3. Etude des poutrelles :**

**III.1.3.1. Evaluation des charges :**

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 8.5 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.00 \text{ N/m}^2 \end{cases}$$

Plancher étage courant :

$$\begin{cases} G = 5.01 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Plancher RDC :

$$\begin{cases} G = 5.01 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 5.00 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Combinaisons fondamentales :

Terrasse :

$$\text{ELU : } q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 0.6 = (1.35 \times 8.5 + 1.5 \times 1.00) \times 0.6 = 7.79 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 0.6 = 5.7 \text{ KN/ml}$$

Etage courant :

$$\text{ELU : } q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 0.6 = (1.35 \times 5.01 + 1.5 \times 1.50) \times 0.6 = 5.41 \text{ KN/ml}$$

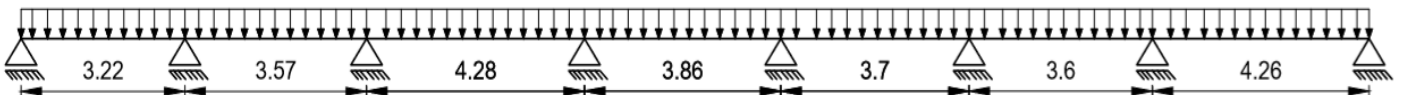
$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 0.6 = 3.90 \text{ KN/ml}$$

**III.1.3.2. Type de poutrelles :**

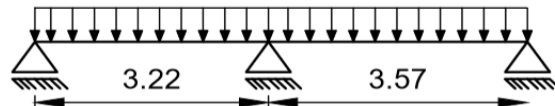
❖ Etage courant :

On distingue 5 types de poutrelles :

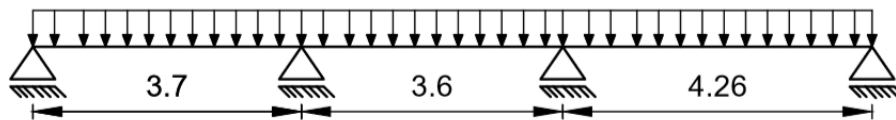
**Type 1 : 7 travées**



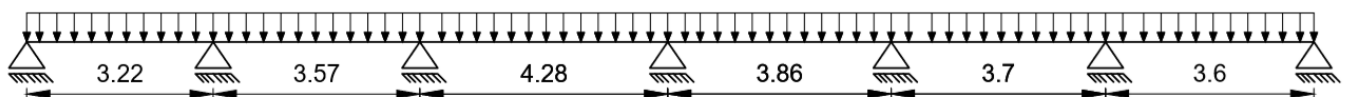
**Type 2 : 2 travées**



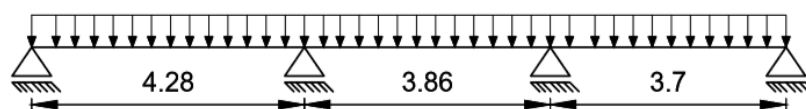
**Type 3 : 3 travées**



**Type 4 : 6 travées**



**Type 5 : 3 travées**



### III.1.3.3: Détermination des sollicitations des poutrelles :

La poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis (simplement appuyée), elle supporte son poids propre, le poids des corps creux et de la surcharge due à la main d'œuvre.

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

- La méthode forfaitaire et
- La méthode de Caquot.

❖ Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

$$Q \leq \text{Min} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées

La fissuration est considérée comme peu nuisible

Les rapports portés successives des travées sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \end{array} \right.$$

❖ Principe de la méthode :

Soit  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$\text{Soit } \alpha = \frac{p}{G+p}$$

- $\alpha$  : coefficient
- $p$  : la surcharge d'exploitation non pondérée
- $G$  : la charge permanente non pondérée

• Moment en travée :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} M_0 \geq [\max((1+0.3\alpha) ; 1.05)]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left( \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \longrightarrow \text{dans le cas d'une travée de rive} \\ M_t \geq \left( \frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \longrightarrow \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

$M_g$  : Le moment en appuis de gauche

$M_d$  : Le moment en appuis de droite

• Moment en appuis :

$M_{ar} = -0.2M_0$  cas d'un appui de rive partiellement encastré

$M_{ar} = -0.4M_0$  cas d'un appui de rive encastré

$M_a \leq -0.6M_0$  cas d'une poutre à deux travées



$M_a = -0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive  
d'une poutre à plus de deux travées

$M_a = -0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires



Vérification des conditions :

$Q = 1,5\text{KN/m}^2 \leq \min(2 \times 5, 01; 5\text{KN/m}^2) = 5\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV.}$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....CV.

La fissuration est considérée comme peu nuisible.....CV.

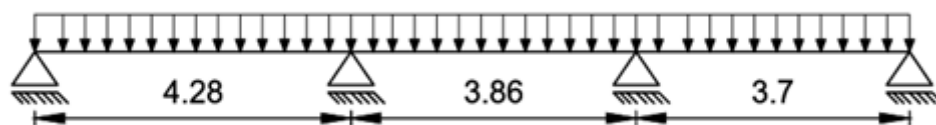
Le rapport entre 2 travées  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$  est vérifié.

**Tableau III.1.1 : Le rapport entre 2 travées**

$L_i$	$L_{i+1}$	$L_i/L_{i+1}$	Condition
3.22	3.57	0.90	Condition verifier
3.57	4.28	0.83	Condition verifier
4.28	3.86	1.10	Condition verifier
3.86	3.70	1.04	Condition Verifier
3.70	3.60	1.02	Condition Verifier
3.60	4.26	0.84	Condition Verifier

- Exemple de calcul :

Etage courant : type 5



**Figure III.1.4 : Poutrelle type 5**

❖ **Etat limite ultime :**

$Q_U = 5.41\text{KN/m}^2$

- Calcul du moment fléchissant isostatique :

$M_{0AB} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5.41 \times (4.28)^2}{8} = 13.18\text{KN.m}$

$$M_{0BC} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5.41 \times (3.86)^2}{8} = 10.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5.41 \times (3.70)^2}{8} = 9.865 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis:

$$M_A = -0.2 \times M_{0AB} = -0.2 \times 13.18 = -2.64 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times [\max(M_{0AB}, M_{0BC})] = -0.5 \times [\max(13.18, 10.72)] = -6.59 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times [\max(M_{0BC}, M_{0CD})] = -0.5 \times [\max(10.72, 9.85)] = -5.36 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.2 \times M_{0CD} = -0.2 \times 9.85 = -1.97 \text{ KN.m}$$

- Moment fléchissant en travée:

$$\alpha = \frac{P}{G+P} = \frac{1.5}{5.01+1.5} = 0.216 \Rightarrow 0 \leq \alpha = 0.216 \leq \frac{2}{3} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Travée de rive AB :

$$M_{tAB+} = \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \{ 1.05 M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha) M_{0AB} \}$$

$$M_{tAB} \geq 1.07 M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.07 \times 13.19 - \frac{2.64 + 6.59}{2} = 9.42 \text{ KN/m}^2$$

$$M_t \geq (1.20 + 0.3 \times \alpha) \frac{M_{0AB}}{2} = 0.632 \times 13.19 = 8.34 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tAB} = 9.42 \text{ K N.m}$

Travée intermédiaire BC :

$$M_{tBC+} = \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{0BC}$$

$$M_{tBC} \geq 1.07 M_{0BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.07 \times 10.73 - \frac{6.60 + 5.37}{2} = 5.50 \text{ K N.m}$$

$$M_t \geq (1 + 0.3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0.532 \times 10.73 = 5.71 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tBC} = 5.71 \text{ KN.m}$

Travée de rive CD :

$$M_{tCD} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{0CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.07 \times 9.86 - \frac{5.37 + 1.97}{2} = 6.82 \text{ N.m}$$

$$M_{tCD} \geq (1.20 + 0.3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0.632 \times 9.86 = 6.23 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tCD} = 6.82 \text{ KN.m}$

❖ **Etat limite de service :**

$$Q_S = 3.90 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul du moment fléchissant :

$$M_{0AB} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3.90 \times (4.28)^2}{8} = 9.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3.90 \times (3.86)^2}{8} = 7.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3.90 \times (3.70)^2}{8} = 7.13 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_A = -0.2 \times M_{0AB} = -0.2 \times 9.53 = -1.91 \text{ N.m}$$

$$M_B = -0.5 \times [\max(M_{0AB}, M_{0BC})] = -0.5 \times [\max(9.53; 7.75)] = -4.76 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times [\max(M_{0BC}, M_{0CD})] = -0.5 \times [\max(7.75; 7.13)] = -3.87 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.2 \times M_{0CD} = -0.2 \times 7.13 = -1.42 \text{ KN.m}$$

- Moment fléchissant en travée :

$$\alpha = \frac{P}{G+P} = \frac{1.5}{5.01+1.5} = 0.216 \Rightarrow 0 \leq \alpha = 0.216 \leq \frac{2}{3} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

➤ Travée de rive AB :

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \{ 1.05 M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB} \}$$

$$M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.07 \times 9.53 - \frac{1.91 + 4.76}{2} = 6.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1.20 + 0.3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0.632 \times 9.53 = 6.03 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tAB} = 6.81 \text{ KN.m}$

➤ Travée intermédiaire BC :

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1.07 M_{0BC}$$

$$M_{tBC} \geq 1.07 M_{0BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.07 \times 7.75 - \frac{4.76 + 3.87}{2} = 3.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq (1 + 0.3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0.532 \times 7.75 = 4.12 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tBC} = 4.12 \text{ KN.m}$

➤ Travée de rive CD :

$$M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1.07 M_{0CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.07 \times 7.13 - \frac{3.87 + 1.43}{2} = 4.94 \text{ K N.m}$$

$$M_t \geq (1.20 + 0.3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0.632 \times 7.13 = 4.51 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tCD} = 4.94 \text{ KN.m}$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T_g = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$T_d = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l}$$

**ELU :**

$$Q_u = 5.41 \text{ KN/m}^2$$

➤ Travée AB :

$$T_A = \frac{qu \times l_1}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_1}$$

$$T_A = \frac{5.41 \times 4.28}{2} + \frac{2.64 - 6.59}{4.28} = 11.39 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{5.41 \times 4.28}{2} + \frac{2.64 - 6.59}{4.28} = -13.24 \text{KN}$$

➤ Travée BC :

$$T_B = 11.43 \text{KN}$$

$$T_C = -10.79 \text{KN}$$

➤ Travée CD :

$$T_C = 11.56 \text{KN}$$

$$T_D = -9.73 \text{KN}$$

**ELS:**

➤ Travée AB :

$$T_A = 8.24 \text{KN}$$

$$T_B = -9.58 \text{KN}$$

➤ Travée BC :

$$T_B = 8.27 \text{KN}$$

$$T_C = -7.81 \text{KN}$$

➤ Travée CD :

$$T_C = 8.37 \text{KN}$$

$$T_D = -7.04 \text{KN}$$

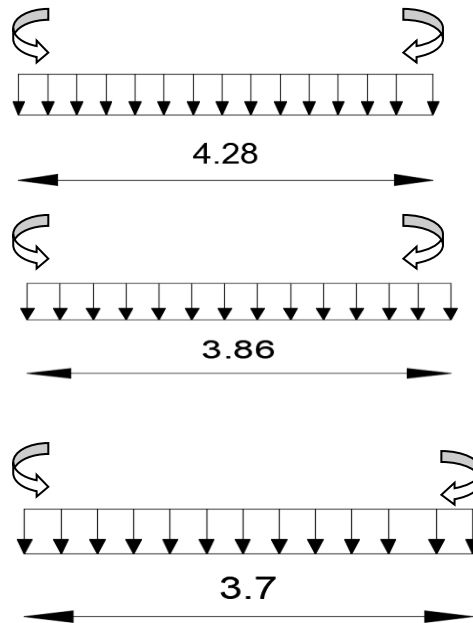
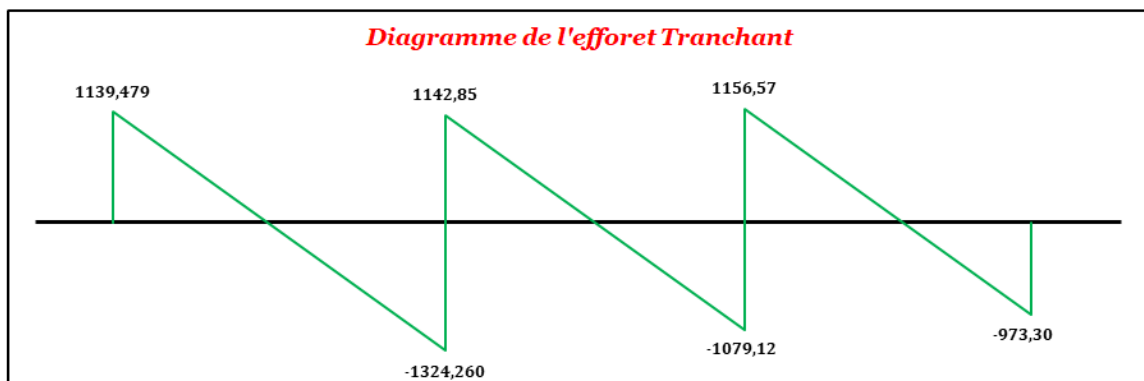
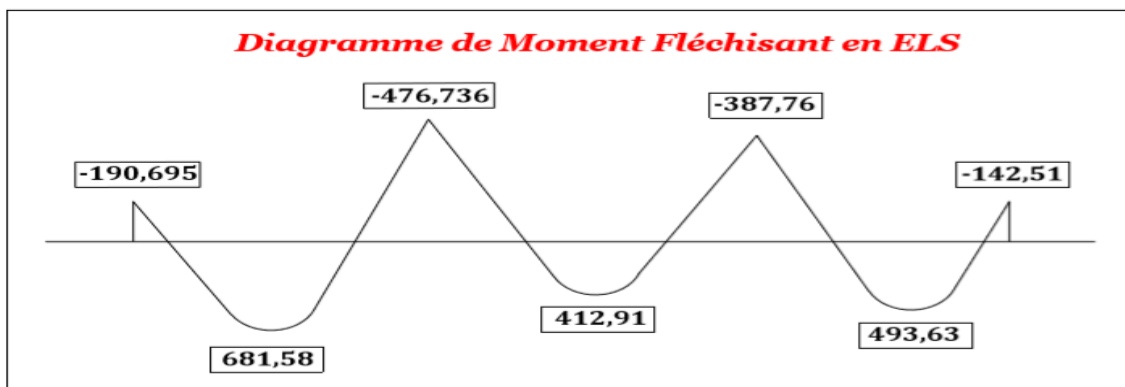
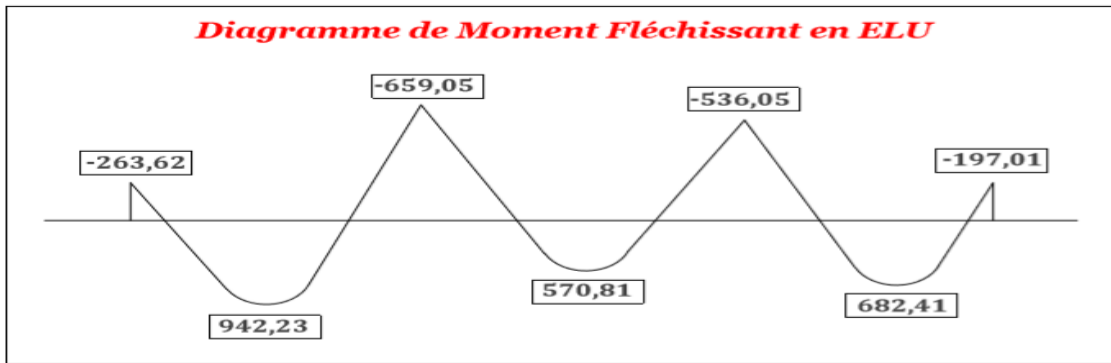


Figure III.1.5 : Diagramme des efforts tranchants

Tableau III.1.2 : Moments fléchissants en Appuis et en Travée et Efforts tranchants.

Travées	Points	Moment en Appuis [Kg.ml]		Moment en Travée [Kg.ml]		Effort Tranchant [Kg]
		ELU	ELS	ELU	ELS	
A-B	A	-263,62	-190,695	942,23	681,58	1139,48
	B	-659,05	-476,736			-1324,26
B-C	B	-536,05	-387,76	570,81	412,91	1142,85
	C					-1079,12
C-D	C	-197,01	-142,51	682,41	493,63	1156,57
	D					-973,30



• **Ferraillages des poutrelles :**

En travée :

**ELU :**

$$M_{tu \max} = 9.49 \text{ K N.m} = 9490 \text{ N.m}$$

Le moment équilibré par la table:

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_b \times (d - h_0/2)$$

$$M_t = 60 \times 4 \times 14.17 \times (18 - 4/2) = 54412.8 \text{ N.m}$$

$M_{tu \max} < M_t \rightarrow$  la zone comprimée se trouve dans la table de compression donc : la section de calculs sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) \text{ cm}^2$

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_{tu,max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{9490}{60 \times 18^2 \times 14,17} = 0.034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.043$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.043 = 0.982$$

Détermination des armatures

$$A_{tu} = \frac{M_{tu,MAX}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9490}{0.982 \times 18 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = \text{Max} ( A_t ; A_{min} ) = 1.54 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\text{On adopte : } 3T10 \rightarrow A_t = 2.36 \text{ cm}^2$$

**Vérification à l'E.L.S :**

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas.

Flexion simple

$$\text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \text{ aucune vérification pour } \sigma_b$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{9490}{6860} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \Rightarrow \text{ Condition vérifiée}$$

Donc :

Les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues

En appuis :

**ELU :**

$$M_{au,max} = -6.59 \text{ KN.m} = -6590 \text{ N.m}$$

La table se trouve dans la zone tendue  $\Rightarrow$  la section en 'Te' sera

Calculée comme une section rectangulaire de dimensions ( $b_0 * h$ ) [cm<sup>2</sup>]

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées ( $a'$ ) :

$$\mu = \frac{M_{au}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{6590}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,17} = 0,119$$

$$\mu = 0,119 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,119}) = 0,158$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,158 = 0,936$$

Détermination des armatures :

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6590}{0,936 \times 18 \times 348} = 1,123 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,260 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = \text{Max} ( A_a ; A_{\min} ) = 1,123 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

On adopte : 1T12  $\rightarrow A_a = 1,13 \text{ cm}^2$

**Vérification à l'ELS :**

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple ;

$$\text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \text{aucune vérification pour } \sigma_b$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{6590}{4760} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,442 \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc :

Les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues

- Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales

❖ Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots [\text{BAEL91/A.5.1 ,211}]$$

$$T_{u \max} = 13240\text{N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 * d} = \frac{13240}{18 \times 12 \times 100} = \mathbf{0.61\text{MPa}}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\text{MPa} \right)$$

$$\tau_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5\text{MPa}) = \min (3.25\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = \mathbf{3.25\text{MPa}}$$

$$\tau_u = 0.61\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25\text{MPa} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

→ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

❖ Vérification de l'influence de l'effort tranchant :

Appuis de rive

$T_u$  : L'effort tranchant

$A_L$  : Section des armatures longitudinales inférieures

Il faut vérifier que :

$$A_L \geq \frac{T_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$A_L \geq \frac{1156.57 \times 1.15}{400 \times 100} = 0.033$$

Les armatures longitudinales de section  $A_L$  peuvent résister à l'effort de traction provoqué par l'effort tranchant (elle doit être ancrée au-delà du bord de l'appui).

Appui intermédiaire :

$$M_{u \max} \geq \mathbf{0.9d.T_u}$$

$$M_{u \max} = -659.05 \text{ KN.m}$$

$$0.9d.T_u = 0.9 \times 18 \times 1156.57 = 18736.43 \text{ KN.m}$$

$$|M_u| = 659.05 \geq 0.9d.T_u \Rightarrow \text{L'armature inférieure ne sera pas soumise à aucun effort de traction.}$$

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B 6.5.2. annexe D].

- Calcul des armatures transversales :  
Calcul de diamètre :

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi_t = \min \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1\text{cm} \right)$$

$$\phi_t = \min (0.57; 1.2; 1\text{cm})$$

$$\phi_t = 0.57\text{cm}$$

Choix des armatures :

On prend :  $\phi_t = \mathbf{6\text{mm}}$  avec une nuance d'acier **FeE215**

$A_t = \mathbf{2\phi 6}$  de section égale à **0.57 cm<sup>2</sup>**

- Calcul l'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 / version 2003 on a :

$$\text{Zone nodale : } \delta t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \phi_l; 30\text{cm} \right)$$

$$\delta t \leq \min (5; 7.2 \text{ cm}; 30\text{cm})$$

On prend :  $\delta t = 5\text{cm}$

$$\text{Zone courante : } \delta't \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

On prend :  $\delta't = 10 \text{ cm}$

- Condition de non fragilité :

$$\frac{f_e \times A_t}{b_0 \times \delta't} \geq \text{Max} (\tau_u/2; 0,4\text{MPa})$$

$$\frac{215 \times 0.57}{12 \times 10} \geq \text{Max} (\tau_u/2; 0,4\text{MPa})$$

$$1.02\text{MPa} \geq \text{Max} (0.31\text{MPa}; 0,4\text{MPa})$$

$$0.721 \text{ MPa} \geq 0,4\text{MPa}$$

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,61 - 0,3 \times 1,8)} = 12,75 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,90 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 12,75 \text{ cm}$$

Donc : On adopte  $\delta_t = 12 \text{ cm}$

#### III.1.4.Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$h/l \geq 1/16$$

$$h/l \geq (1/10) \times (M_t/M_0)$$

$$A/(b_0 \times d) \leq 4,2/F_e$$

Vérification :

$$(20/428) = 0,0467 < (1/16) \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$0,0467 < (1/10) \times (6860/9530) = 0,0719 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$2,36/(12 \times 18) = 0,0109 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

#### Conclusion :

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de flèche est nécessaire

**G** : charge permanente après mise des cloisons

$$G = 5440 \times 0,6 = 3264 \text{ N/m}$$

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

$$J = (5440 - 750) \times 0,6 = 2814 \text{ N/m}$$

**P** : la somme des charges permanente et charge d'exploitation

$$P = 3264 + 900 = 4164 \text{ N/m}$$

#### • Calcul du moment fléchissant :

$$M_{0J} = \frac{J \times l^2}{8} = 6100,0272 \text{ N.m}$$

$$M_{0G} = \frac{G \times l^2}{8} = 7473,907 \text{ N.m}$$

$$M_{0p} = \frac{p \times l^2}{8} = 9534,727 \text{ N.m}$$

$$M_J = 0,80 M_{0J} = 4575,02 \text{ N.m}$$

$$M_g = 0,80 M_{0g} = 5605,43 \text{ N.m}$$

$$M_p = 0.80M_{0p} = 7151.04 \text{ N.m}$$

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$B_0 = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (60 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 476.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b + b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A \times d \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{476.4} \left[ 12 \times \frac{20^2}{2} + (60 + 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 \right]$$

$$V_1 = 7.58 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12.42 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{(b \times v_1^3) - (b - b_0)(v_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times v_2^3}{3} + 15 \times A \times (d - v_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 7.58^3}{3} - \frac{(60 - 12)(7.58 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 12.42^3}{3} + 15 \times 2.36 (18 - 7.58)^2$$

$$I = 19451.646 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte d'acier:**

$$\sigma_s = \frac{M}{A \times d \times \beta_1}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

• **Calcul du moment d'inertie fictif :**

$$\sigma_s^G = \frac{5605.43}{2.36 \times 0.8559 \times 18} = 154.170 \text{ Mpa}$$

$$\mu_G = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s^G + f_{t28}} = 0.586$$

$$\sigma_s^J = \frac{4575.02}{2.36 \times 0.8559 \times 18} = 125.83 \text{ Mpa}$$

$$\mu_J = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s^J + f_{t28}} = 0.518$$

$$\sigma_s^p = \frac{7151.04}{2.36 \times 0.8559 \times 18} = 196.7 \text{ Mpa}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s^p + f_{t28}} = 0.658$$

- Calcul des moments d'inertie fictif :

$$I_f = 1.1 \frac{I_0}{(1 + \mu \times \lambda)}$$

Avec

$I_f$  : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$  : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$  : Pour les déformations de longue durée.

Calcul  $\lambda_i$ ,  $\lambda_v$  :

$\lambda_i = (0.05 \times f_{t28}) / ((2 + (3 \times b_0/b)) \times \rho)$  :  $\lambda_i$  pour les déformations différées.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{12}{60}) \times 0.011} = 3.67$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) \times 0.011} = 1.468$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.646}{1 + 3.67 \times 0.586} = 6791.30 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.646}{1 + 1.468 \times 0.586} = 11502.13 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 19451.646}{1 + 3.67 \times 0.658} = 6265.79 \text{ cm}^4$$

- Calcul du module de déformation longitudinale

Module de déformation instantanée :  $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa}$

Module de déformation différée :  $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

- Calcul des flèches partielles

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^s \times l^2}{10 E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5605.43 \times 4.28^2 \times 10^4}{10 \times 10818.86 \times 14457.6} = 0.66 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{tg}^s \times l^2}{10 E_i \times I_{fg}^i} = \frac{5605.43 \times 4.28^2 \times 10^4}{10 \times 29859 \times 9359.887} = 0.37 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \times l^2}{10 E_i \times I_{fp}^i} = \frac{7151.04 \times 4.28^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 8483.3} = 0.48 \text{ cm}$$

La flèche totale

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,66 - 0,37) + (0,48 - 0,37)$$

$$\Delta_{ft} = 0,467 \text{ cm}$$

La flèche admissible

$$l = 4,28 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{428}{500} = 0,856 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,17 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,7 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

La flèche est vérifiée alors on adopte pour 3T10  $\Rightarrow A=2,35 \text{ cm}^2$ .

Les résultats issus du calcul de la vérification de la flèche sont regroupés dans le tableau.

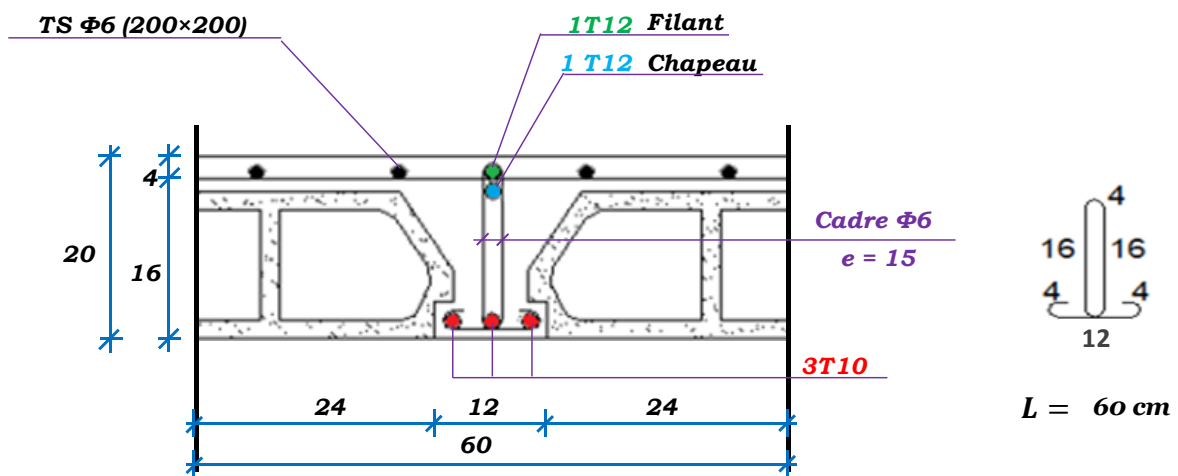


Figure III.1.6 : Dessin de ferrailage

*Tableau III.1.3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et d'effort tranchant.*

Type de plancher	Type de poutrelle	Moment en appuis [KN.m]		Moment en travée [KN.m]		Effort tranchant [KN]
		ELU	ELS	ELU	ELS	
Terrasse inaccessible	Type 1	- 601,87	- 438,26	842,61	613,57	1675,62
	Type 2	- 486,02	- 353,91	789,79	575,11	1508,04
	Type 3	- 607,53	- 442,39	850,54	619,35	1066,15
Étage courant	Type 1	- 652,91	- 472,29	933,45	675,23	1817,71
	Type 2	-550,24	-398,02	609,70	441,04	1526,38
	Type 3	-652,91	-472,29	933,45	675,23	1318,07
	Type 4	-527,24	-381,39	876,33	633,91	1635,92
	Type 5	- 659,05	- 476,74	942,23	681,58	1156,57

### III.2. Plancher à dalle pleine:

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée  $l_y$ , petite portée  $l_x$ , épaisseur  $h_d$ ) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le contour).

- Le diamètre des armatures à utiliser sera égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L) :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\Phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm}$$

Alors ; on prendra  $\phi = 10 \text{ mm}$

- Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable  $\Rightarrow 1 \text{ cm}$

$$C_x = a + \frac{10}{2} \rightarrow C_x = 15 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \rightarrow C_y = 25 \text{ mm}$$

- Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1.5 = 14.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2.5 = 13.5 \text{ cm}$$

#### III.2.1. Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :

$$G = 6.21 \text{ kN/m}^2 \quad q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \text{ (plancher haut du sous-sol)}$$

- Combinaison fondamentale :

Plancher haut du sous-sol :

**ELU:**

$$Q_u = 1.35G + 1.5q$$

$$Q_u = 1.35 \times 6.46 + 1.5 \times 2.5$$

$$Q_u = 12.133 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_u = 12.133 \times 1 \text{ m} = 12.133 \text{ kN/ml}$$

**ELS:**

$$Q_s = G + q$$

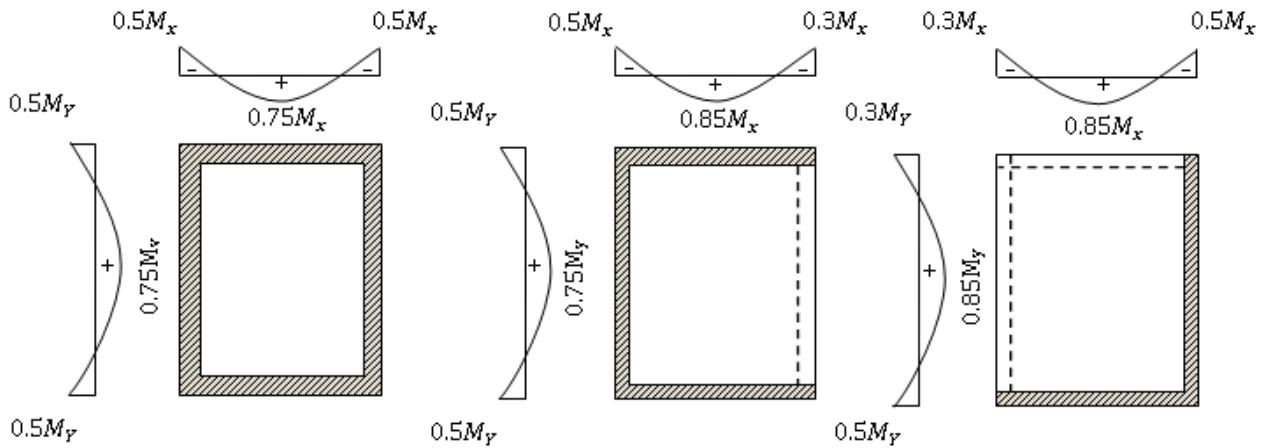
$$Q_s = 6.21 + 2.5$$

$$Q_s = 8.71 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_u = 12.471 \times 1 \text{ m} = 12.471 \text{ kN/ml}$$

- Mode d'encastrement :
- Calcul de sollicitation :



**Figure III.2.1** : Schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

**ELU**

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \text{suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{suivant la direction } l_y \end{cases}$$

**ELS**

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 & \text{suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{suivant la direction } l_y \end{cases}$$

- Exemple de calcul :

$$L_x = 4.26\text{m}$$

$$L_y = 6.44\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.66$$

Avec :

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho; \nu) \text{ et } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

- Détermination de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

**ELU**

$$\begin{cases} \mu_{xu} = 0.073 \\ \mu_{yu} = 0.382 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0xu} = 0.073 \times 12471 \times 4.26^2 = 16521.26\text{N.m} \\ M_{0yu} = 0.382 \times 16521.26 = 6311.12\text{N.m} \end{cases}$$

**ELS :**

Détermination de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\begin{cases} \mu_{xs} = 0.0789 \\ \mu_{ys} = 0.541 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0xs} = 0.0789 \times 8950 \times 4.26^2 = 12815.02 \text{ N.m} \\ M_{0ys} = 0.541 \times 12815.02 = 6932.93 \text{ N.m} \end{cases}$$

• **Sous-Sol :**

**ELU :**

• Sens X-X

- Moment en appuis :

$$M_x^a u = -0.5 M_x^U = -0.5 \times 16521.26 = -8260.63 \text{ N.m}$$

$$M_x^a u = -0.3 M_x^U = -0.3 \times 16521.26 = -4956.38 \text{ N.m}$$

- Moment en travée :

$$M_x^t u = 0.85 M_x^U = 0.85 \times 16521.26 = 14043.07 \text{ N.m}$$

• Sens Y-Y

- Moment en appuis :

$$M_y^a u = -0.5 M_y^U = -0.5 \times 6311.12 = -3155.56 \text{ N.m}$$

$$M_y^a u = -0.3 M_y^U = -0.3 \times 6311.12 = -1893.34 \text{ N.m}$$

- Moment en travée :

$$M_y^t u = 0.85 M_y^U = 0.85 \times 6311.12 = 5364.45 \text{ N.m}$$

**ELS :**

• Sens X-X

- Moment en appuis :

$$M_x^a ser = -0.5 M_x^{ser} = -0.5 \times 12815.02 = -6407.51 \text{ N.m}$$

$$M_x^a ser = -0.3 M_x^{ser} = -0.3 \times 12815.02 = -3844.51 \text{ N.m}$$

- Moment en travée :

$$M_x^t ser = 0.85 M_x^{ser} = 0.85 \times 12815.02 = 10892.77 \text{ N.m}$$

• Sens Y-Y

- Moment en appuis :

$$M_y^a ser = -0.5 M_y^{ser} = -0.5 \times 6932.93 = -3466.47 \text{ N.m}$$

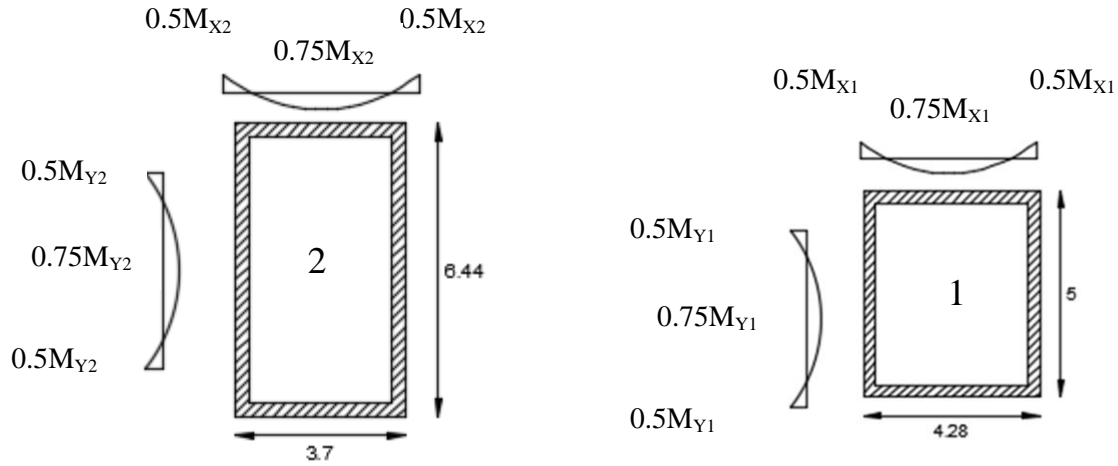
$$M_y^a ser = -0.3 M_y^{ser} = -0.3 \times 6932.93 = -2079.88 \text{ N.m}$$

- Moment en travée :

$$M_{y,ser}^t = 0.85 M_y^{ser} = 0.85 \times 6932.93 = 5892.99 \text{ N.m}$$

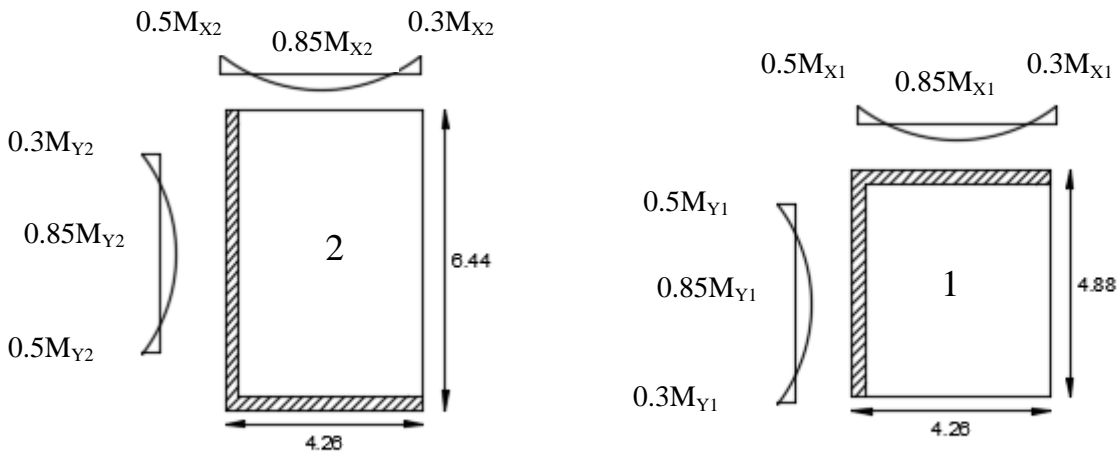
• **Mode d'encastrement :**

**Type (1) :** panneaux continus au-delà de leurs appuis.



*Figure III.2.2 : Moment en travées et en appuis (panneaux continus au-delà de leurs appuis)*

**Type (2) :** panneaux de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel.



*Figure III.2.3 : Moment en travées et en appuis (panneaux de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel)*

Type (3) : panneaux de rive dont un seul appui assure un encastrement partiel

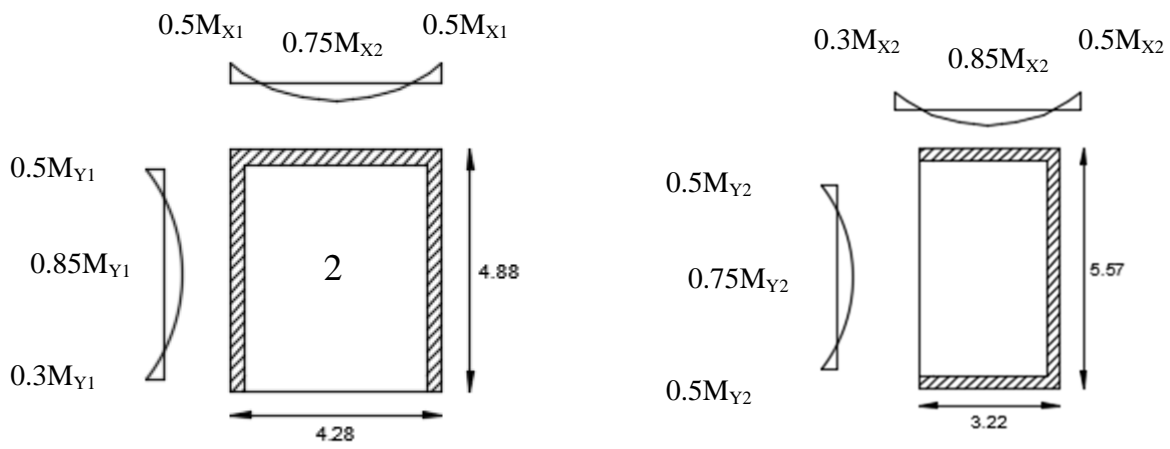


Figure III.2.4 : Moment en travées et en appuis (panneaux de rive dont un seul appui assure un encastrement partiel)

## Etude des planchers

Tableau III.2.1 : Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travée du plancher haut sous-sol.

Type	Panneaux	Longueur		Sens	Rapport $L_x/L_y$	ELU ( $\nu = 0$ )					ELS ( $\nu = 0,2$ )				
		$l$ [m]	$l_y$ [m]			$\mu$	$M_{0_x}$ et $M_{0_y}$ [daN.m]	En appui		En travée	$\mu$	$M_{0_x}$ et $M_{0_y}$ [daN.m]	En appui		En travée
								$M_g$ [daN.m]	$M_d$ [daN.m]	$M_t$ [daN.m]			$M_g$ [daN.m]	$M_d$ [daN.m]	$M_t$ [daN.m]
1	1	lx	4,28	X	0,86	0,0498	1137,67	568,84	568,84	853,26	0,0569	932,87	466,44	466,44	699,66
		ly	5,00	Y		0,6930	788,41	394,20	394,20	591,31	0,7910	737,90	368,95	368,95	553,43
	2	$L_x$	3,70	X-X	0,57	0,0852	1454,60	727,30	727,30	1090,95	0,0897	1099,05	549,53	549,53	824,29
		$L_y$	6,44	Y-Y		0,2660	386,92	193,46	193,46	290,19	0,4420	485,78	242,89	242,89	364,34
2	1	lx	4,28	X	0,88	0,0478	1091,99	327,60	545,99	928,19	0,0549	900,08	270,03	450,04	765,07
		ly	4,88	Y		0,7400	808,07	404,03	242,42	686,86	0,8180	736,27	368,13	220,88	625,83
	2	lx	4,26	X	0,66	0,0733	1658,92	497,67	829,46	1410,08	0,0789	1281,50	384,45	640,75	1089,28
		ly	6,44	Y		0,3820	633,71	316,85	190,11	538,65	0,5410	693,29	346,65	207,99	589,30
3	1	lx	4,28	Y	0,88	0,0478	1091,99	327,60	545,99	928,19	0,0549	900,08	270,03	450,04	765,07
		ly	4,88	X		0,7400	808,07	404,03	404,03	606,05	0,8180	736,27	368,13	368,13	552,20
	2	lx	3,22	X	0,58	0,0838	1083,57	541,79	325,07	921,03	0,0885	821,26	410,63	246,38	698,07
		ly	5,57	Y		0,2790	302,32	151,16	151,16	226,74	0,4530	372,03	186,01	186,01	279,02

**Calcul du ferrailage de la dalle pleine de Sous-Sol :**

- Sens Y-Y
- En travées
- ELU :

$$M_{y,u}^t = 6868,6 \text{ N.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_{y,u}^t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{6868,6}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0265$$

$$\mu = 0,0265 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0265}) = 0,0335$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0335 = 0,987$$

✓ **Détermination des armatures**

$$A_{tu}^x = \frac{M_{y,u}^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6868,6}{0,987 \times 13,5 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu}^y = \max(A_{tu}^y ; A_{\min})$$

$$A_{tu}^y = 1,48 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement maximale des armatures**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3 h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ **Choix des armatures**

$$6T10 \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$T10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

$$M_{y,ser}^t = 6258,3 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

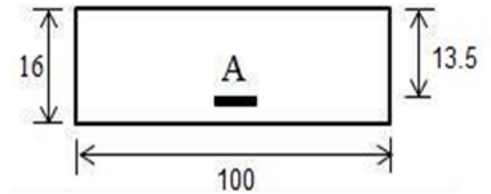
Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_{x,u}^t}{M_{x,ser}^t} = \frac{6868,6}{6258,3} = 1,09$$

$$\alpha \leq \frac{1,09 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,295 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues

• **En appuis :**

➤ **ELU :**

$$M_{y_u}^a = 4040.3 \text{ N.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_{y_u}^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{4040.3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.0156$$

$$\mu = 0.0156 < \mu_L = 0.392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0156}) = 0.0196$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0196 = 0.992$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_{au}^y = \frac{M_{y_u}^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4040.3}{0.992 \times 14.5 \times 348} = 0.807 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{au}^y = \max(A_{au}^y ; A_{min})$$

$$A_{au}^y = 1.28 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement maximale des armatures**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3 h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ **Choix des armatures**

$$6T10 \longrightarrow A = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$T10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

$$M_{y_{ser}}^a = 3689.5 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas :

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_{y_u}^a}{M_{x_{ser}}^a} = \frac{4040.3}{3689.5} = 1.09$$

$$\alpha \leq \frac{1.09-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.295 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues

Sens X-X

• En travées

➤ ELU :

$$M_{xu}^t = 14100.8 \text{ N.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_{xu}^t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{14100.8}{100 \times 14.5^2 \times 14.17} = 0.047$$

$$\mu = 0.047 < \mu_L = 0.392 \quad A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = 0.060$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.060 = 0.976$$

✓ Détermination des armatures

$$A_{tu}^x = \frac{M_{xu}^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14100.8}{0.976 \times 14.5 \times 348} = 2.86 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu}^x = \max(A_{tu}^x ; A_{\min})$$

$$A_{tu}^x = 2.86 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement maximale des armatures

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3 h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ Choix des armatures

$$6T10 \longrightarrow A = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$T10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

➤ ELS :

$$M_{xu}^t \text{ ser} = 10892.8 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

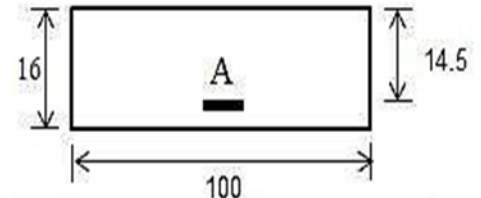
Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_{xu}^t}{M_{xu}^t \text{ ser}} = \frac{14100.8}{10892.8} = 1.29$$

$$\alpha \leq \frac{1.29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.395 \Leftrightarrow \text{C.V}$$



Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont retenues

• **En appuis :**

➤ **ELU :**

$$M_{xu}^a = 8294.6 \text{ N.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_{xu}^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{8294.6}{100 \times 14.5^2 \times 14.17} = 0.0279$$

$$\mu = 0.0279 < \mu_L = 0.392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0279}) = 0.035$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.035 = 0.986$$

✓ **Détermination des armatures**

$$A_{au}^y = \frac{M_{xu}^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8294.6}{0.986 \times 14.5 \times 348} = 1.66 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{au}^y = \max(A_{au}^y ; A_{\min})$$

$$A_{au}^y = 1.66 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement maximale des armatures**

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3 h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ **Choix des armatures**

$$6T10 \longrightarrow A = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$T10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

$$M_{xu}^{a, \text{ser}} = 6407.5 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_{xu}^a}{M_{xu}^{a, \text{ser}}} = \frac{8294.6}{6407.5} = 1.29$$

$$\alpha \leq \frac{1.29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.395 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenue

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

Aucune armature transversale n'est requise si les suivantes sont remplies :

- ✓ La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur [article A.5.2.2 BAEL91]
- ✓ Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées
- ✓ La contrainte tangentielle  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_x = \frac{q_{max}^u}{2} \times L_x \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12471}{2} \times 4.26 \times \frac{6.44^4}{4.26^4 + 6.44^4} = 22294.54 \text{ N}$$

$$T_y = \frac{q_{max}^u}{2} \times L_y \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12471}{2} \times 6.44 \times \frac{4.26^4}{4.26^4 + 6.44^4} = 6453.12 \text{ N}$$

$$T^{u_{max}} = \max(T_x ; T_y) = 20804.50 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u_{max}}}{b \times d_x} = \frac{22294.54}{100 \times 14.5 \times 100} = 0.153 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  : donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification de la flèche :

**Conditions de la flèche : [BAEL91/C.3.5]**

$$\frac{h_d}{l_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{M_x^{ser}}$$

$$\rho = \frac{A_s^t}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e}$$

**Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire**

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{0.16}{4.26} = 0.037 < \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} = \frac{10892.8}{20 \times 12815.02} = 0.0425$$

$$\rho = \frac{A_s^t}{b \times d_x} = \frac{3.14}{100 \times 14.5} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$$

**Conclusion :**

Une de deux conditions n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

**Calcul de flèche :**

**G** : charge permanente après mise des cloisons

$$G = 6460 \times 1.00 = 6460 \text{ N/m}$$

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

$$J = (6460 - 1000) \times 1.00 = 5460 \text{ N/m}$$

**P** : la somme des charges permanente et charge d'exploitation

$$P = 6460 + 5460 = 11920 \text{ N/m}$$

Calcul du moment fléchissant :

$$M_{0j} = \mu^{\text{ser}} \times J \times L_x^2 = 7817.87 \text{ N.m}$$

$$M_{0g} = \mu^{\text{ser}} \times G \times L_x^2 = 9249.72 \text{ N.m}$$

$$M_{0p} = \mu^{\text{ser}} \times P \times L_x^2 = 17067.60 \text{ N.m}$$

$$M_j = 0.85 M_{0j} = 6645.18 \text{ N.m}$$

$$M_g = 0.85 M_{0g} = 7862.26 \text{ N.m}$$

$$M_p = 0.85 M_{0p} = 10132 \text{ N.m}$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \quad n=15$$

**n** : coefficient d'équivalence

$$Y_G = \frac{[(s \times y) + (n \times A \times C)]}{s + (n \times A)}$$

$$V_1 = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 3.14 \times 1.5)}{16 \times 100 + (15 \times 3.14)} = 7.81 \text{ cm}$$

$$Y_G = V_1 = 7.81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 8.19 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 7.81^3}{3} + \frac{100 \times 8.19^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (7.81 - 1.5)$$

$$I = 34488.29 \text{ cm}^4$$

Contrainte d'acier :

$$\sigma_s = \frac{M^{\text{ser}}}{A \times d \times \beta_1}$$

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{3.14}{100 \times 14.5} = 0.216$$

$$\rho_1 \rightarrow \beta_1 = 0.9253$$

Calcul du moment d'inertie fictif :

$$\sigma_S^G = \frac{7862.26}{3.14 \times 0.9253 \times 14.5} = 186.62 \text{ Mpa}$$

$$\mu_G = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_S^G + f_{t28}} = 0.010$$

$$\sigma_S^J = \frac{6645.18}{3.14 \times 0.9253 \times 14.5} = 157.73 \text{ Mpa}$$

$$\mu_J = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_S^J + f_{t28}} = -0.06 \Rightarrow \mu_J = 0$$

$$\sigma_S^p = \frac{10132}{3.14 \times 0.9253 \times 14.5} = 240.50 \text{ Mpa}$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_S^p + f_{t28}} = 0.120$$

Calcul des moments d'inertie fictif :

$$I_f = 1.1 \frac{I_0}{(1 + \mu \times \lambda)}$$

Avec

$I_f$  : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$  : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$  : Pour les déformations de longue durée.

Calcul  $\lambda_i$  ;  $\lambda_v$  :

$\lambda_i = (0.05 \times f_{t28}) / ((2 + (3 \times b_0 / b)) \times \rho)$  :  $\lambda_i$  pour les déformations différées.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{100}{100}) \times 0.00216} = 9.722$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) \times 0.00216} = 3.888$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 34488.29}{1 + 9.722 \times 0.010} = 34575.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 34488.29}{1 + 3.888 \times 0.010} = 36520.14 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 34488.29}{1 + 9.722 \times 0.120} = 17509.65 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 34488.29}{1 + 9.722 \times 0} = 37937.11 \text{ cm}^4$$

Calcul du module de déformation longitudinale

$$\text{Module de déformation instantanée : } E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$\text{Module de déformation différée : } E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Calcul des flèches partielles

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^s \times l^2}{10E_v \times I_{fg}^v} = \frac{7862.26 \times 426^2}{10 \times 10818.86 \times 36520.14} = 0,36 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^s \times l^2}{10E_i \times I_{fg}^i} = \frac{7862.26 \times 426^2}{10 \times 32164.20 \times 34575.67} = 0,13 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \times l^2}{10E_i \times I_{fp}^i} = \frac{10132 \times 428^2}{10 \times 32164.20 \times 17509.65} = 0,33 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_{tj}^s \times l^2}{10E_i \times I_{fj}^i} = \frac{6645.18 \times 426^2}{10 \times 32164.20 \times 37937.11} = 0,10 \text{ cm}$$

La flèche totale

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,36 - 0,10) + (0,33 - 0,13)$$

$$\Delta_{ft} = 0,46 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{426}{500} = 0,852 \text{ cm}$$

Donc :  $\Delta_{ft} = 0,46 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,926 \text{ cm}$

**Conclusion :**

La condition de la flèche est vérifiée.

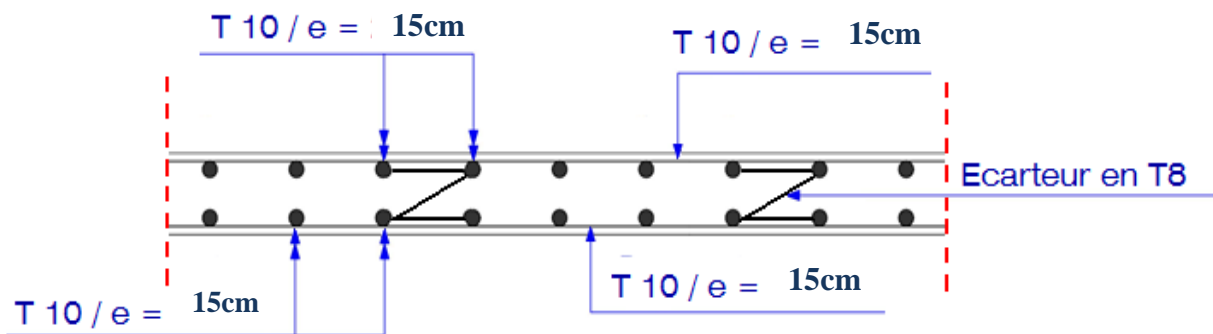


Figure III.2.5 : Coupe transversale au niveau de la dalle pleine.

## IV.1. Escalier :

### IV.1.1. Généralités :

Les escaliers sont des éléments importants, ils permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements .....).

Ces différents charges peuvent entraîner les dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation – fissuration ou même la ruine de l'escalier.

Pour éviter ce risque, on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

### IV.1.2. Définition :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

### IV.1.3. Terminologie :

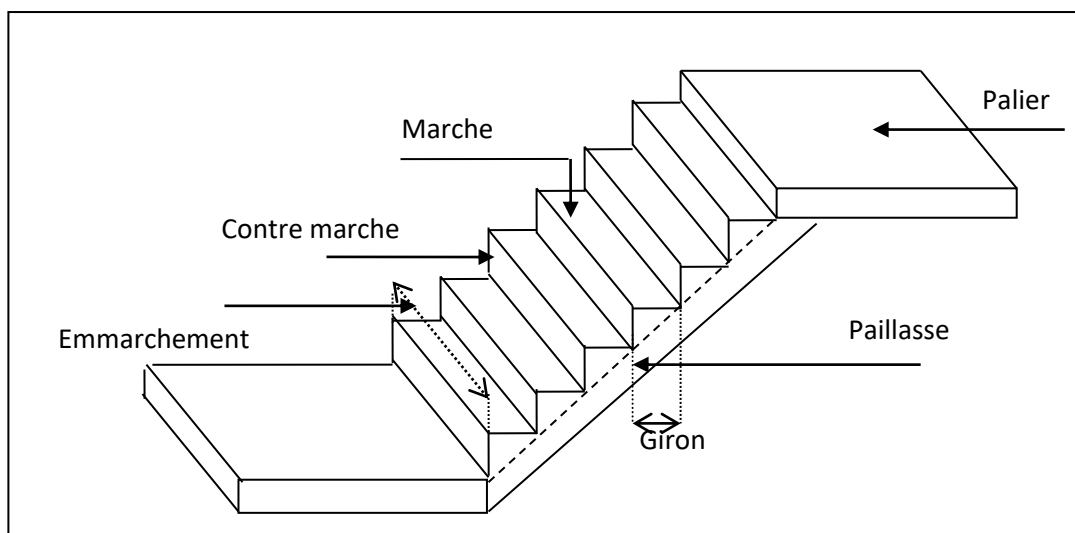


Figure IV.1.1 : schéma d'un escalier

### IV.1.4. Pré dimensionnement des escaliers :

- Notre bâtiment comporte un escalier à deux volées

#### ❖ Etage courant :

a) D'après la formule de « **BLONDEL** », le tracé de l'escalier est correcte si :

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$g+2h = 64 \text{ (bâtiment à usage d'habitation commercial)}$$

**g** : giron

**h** : hauteur des marches.

$$H = h \times n \Rightarrow h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad L = g \times (n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{(n-1)}$$

**H** : la hauteur d'étage

**L** : longueur de la foulée

**n** : nombre de contre marche

**n-1** : nombre des marches

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

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

$$64 n^2 - n(64 + 2 \times 170 + 252) + 2 \times 170 = 0$$

$$64 n^2 - 656n + 340 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 585.91$$

$n = 9.70 \approx 10$  on prend:  $n=10$  contremarche

$n-1 = 9$  marches

$$h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17 \text{cm}$$

$$g = \frac{252}{9} = 28 \text{cm}$$

D'après la formule de BLONDEL, on a :

$$g + 2h = 28 + 2 \times 17 = 62 \text{cm} \implies 59 \text{cm} < 62 \text{cm} \leq 66 \text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b) L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0.61 \implies \alpha = 31.26^\circ$$

c) Epaisseur de la paillasse (paillasse porteuse) :

Épaisseur de la paillasse = épaisseur du palier

$$\text{Condition de la résistance: } L = \sqrt{(1.70^2 + 2.52^2)} = 3.04 \text{m}$$

$$\frac{304}{30} \leq e_p \leq \frac{304}{20} \implies 10.13 \leq e_p \leq 15.2$$

On prend :  $e_p = 15 \text{cm}$

d) La descente de charge :

- Paillasse :

Charge permanente :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage(H)	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 22 \times h/g$	0,02	22,00	0,27
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,24
6	Poids propre de la paillasse $e_p \times 25 \cos \alpha$	0,15	25,00	3,20
7	Poids propre des marches $h/2 \times 22$		22,00	1,98
8	Garde-corps			0,10
9	Enduit de ciment	0,015	18,00	0,27
			<b>G</b>	<b>7.24</b>

**Q=2.5KN/m<sup>2</sup>**

- Palier :

Charges permanentes

N°	désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Poids propre du palier	0,15	25,00	3,75
2	Revêtement en carrelage	0,02	22,00	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit de ciment	0,015	18,00	0,27
			<b>G</b>	<b>5.2</b>

**Q=2.5KN/m<sup>2</sup>**

e) Les combinaisons d'action escalier :

Pour une bande de 1 m de longueur, on a :

	<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>q(KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>E.L.U(KN/ml)</b> <b><math>q_u=(1.35G+1.5q)l.m</math></b>	<b>E.L.S(KN/ml)</b> <b><math>q_s=(G+q)l.m</math></b>
<b>Paillasse</b>	7.24	2.5	13.524	9.74
<b>Palier</b>	5.20	2.5	10.77	7.7

f) Calcul des réactions :

**Calcul des réactions :**

Détermination des moments et des efforts tranchants.

Le calcul d'escalier se fait pour 1ml :

➤ **E.L.U :**

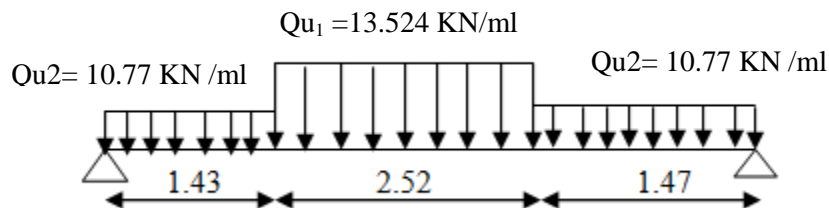


Figure IV.1.2 : Schéma statique de l'escalier

• Equation d'équilibre :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow RA + RB = qu2 * 1.43 + qu1 * 2.52 + qu2 * 1.47$$

$$= 10.77 * 1.43 + 13.524 * 2.52 + 10.77 * 1.47$$

$$= 65.313KN$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow - RA * 5.42 + q2 * 1.43 * (1.43/2 + 2.52 + 1.47) + q1 * 2.52 * (2.52/2 + 1.47) + q2 * 1.47 * (1.47/2) = 0$$

$$\Rightarrow - RA * 5.42 + 177.138 = 0$$

$$RA = 177.138 / 5.42 = 32.68 KN$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow RB * 5.42 - q2 * 1.47 * (1.47/2 + 2.52 + 1.43) - q1 * 2.52 * (2.52/2 + 1.43) - q2 * 1.43 * (1.43/2) = 0$$

$$RB * 5.42 - 176.860 = 0$$

$$RB = 176.860 / 5.42 = 32.63KN$$

**Vérification :**

$$RA + RB = 32.68 + 32.63 = 65.313KN \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Section (1 - 1) : 0 < x < 1.43m**

$$M(x) = RA * x - q2 * x^2 / 2 = 32.68 x - 10.77 * x^2 / 2$$

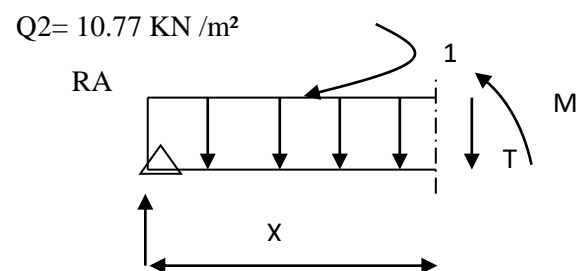
$$T(x) = RA - q2 * x = 32.68 - 10.77 * x$$

- X = 0  $\Rightarrow$  M (0) = 0

$$T(0) = RA = 32.68 KN$$

- X = 1.43  $\Rightarrow$  M(1.43) = 35.720KN.m

$$T(1.43) = 17.278KN$$



**Section (2 – 2) : 1.43m < x < 3.95m**

$$M(x) = R_A * x - q_2 * 1.43 * (x - 1.43/2) - q_1 * (x - 1.43)^2 / 2$$

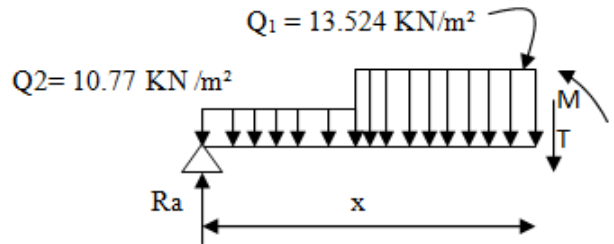
$$T(x) = R_A - q_2 * 1.43 - q_1 * (x - 1.43)$$

$$X = 1.43 \Rightarrow M(1.43) = 35.720 \text{ KN.m}$$

$$T(1.43) = 17.278 \text{ KN}$$

$$X = 3.95 \Rightarrow M(3.95) = 36.322 \text{ KN.m}$$

$$T(3.95) = -16.801 \text{ KN}$$



**Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$T_{(X_{\max})} = 0$$

$$T_{(X_{\max})} = R_A - q_2 * 1.43 - q_1 * (X_{\max} - 1.43) = 0$$

$$X_{\max} = 2.70 \text{ m}$$

$$M(2.70) = 46.75 \text{ KN.m}$$

**Section (3 – 3) : 0 < x < 1.47**

$$M(x) = R_B * x - q_2 * x^2 / 2$$

$$T(x) = -R_B + q_2 * x$$

- $X = 0 \Rightarrow M(0) = 0$
- $T(0) = -R_B = -32.63 \text{ KN}$

$$X = 1.47 \Rightarrow M(1.47) = 36.329 \text{ KN.m}$$

$$T(1.47) = -16.798 \text{ KN}$$

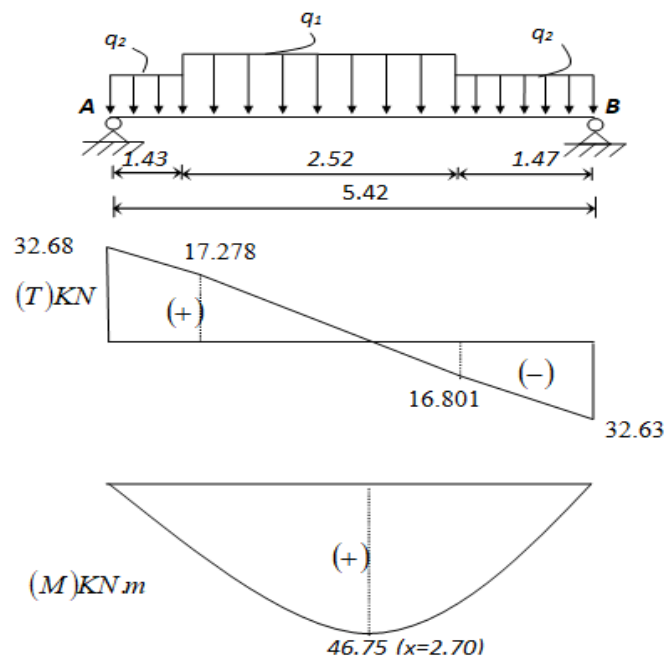
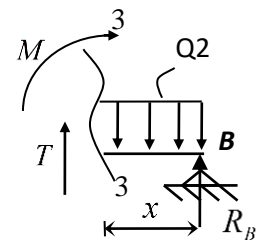


Figure IV.1.3. : Diagramme des sollicitations

Tableau IV.1.1: Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

<i>i</i>	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)	Moment sur appuis ( $M_a = -0.2M_0$ )	Moment en travée ( $M_t = 0.8M_0$ )
0	32.68	32.68	0	32.68	46.75	-9.35	37.4
1.43	-	17.278	35.720				
2.70	-	0	46.75				
3.95	-	-16.801	36.322				
5.42	32.63	-32.63	0				

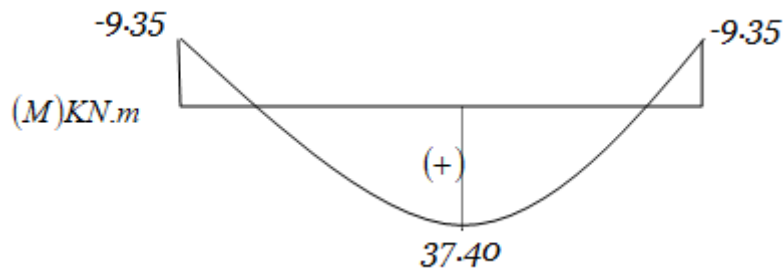


Figure IV.1.4 : Diagramme des moments retenus

➤ E.L.S

Réactions des appuis :

$$\begin{aligned} \sum F/y = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = q_{s2} * 1.43 + q_{s1} * 2.52 + q_{s2} * 1.47 \\ &= 7.7 * 1.43 + 9.74 * 2.52 + 7.7 * 1.47 \\ &= 46.874 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M/B = 0 &\Rightarrow R_A * 5.42 = q_{s2} * 1.47 * 1.47/2 + q_{s1} * 2.52 * (2.52/2 + 1.47) + q_{s2} * 1.43 * \\ &(1.43/2 + 2.52 + 1.47) \\ &= 127.133 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$R_A = 127.133 / 5.42 = 23.456 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B * 5.42 = q_{s2} * 1.43 * 1.43/2 + q_{s1} * 2.52 * (2.52/2+1.43) + q_{s2} * 1.47 * (1.47/2+2.52+1.43)$$

$$= 126.927 \text{KN.m}$$

$$R_B = 126.927 / 5.42 = 23.418 \text{ KN}$$

**Vérification :**

$$R_A + R_B = 23.456 + 23.418 = 46.874 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

**Section (1 – 1) : 0 < x < 1.43**

$$M(x) = R_A * x - q_{s2} * x^2 / 2 = 23.456 x - 7.7 * x^2 / 2$$

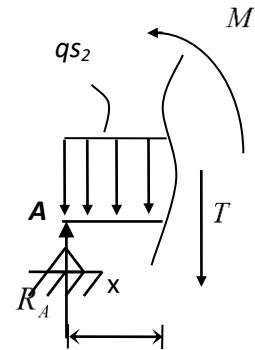
$$T(x) = R_A - q_{s2} * x = 23.456 - 7.7 * x$$

$$X = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$T(0) = R_A = 23.456 \text{ KN}$$

$$X = 1.43 \Rightarrow M(1.43) = 25.669 \text{KN.m}$$

$$T(1.43) = 12.445 \text{ KN}$$



**Section (2 – 2) : 1.43 < x < 3.95**

$$M(x) = R_A * x - q_{s2} * 1.43 * (x-1.43/2) - q_{s1} * (x-1.43)^2 / 2$$

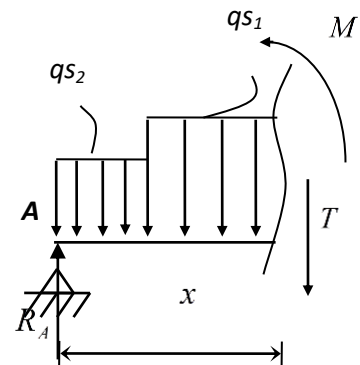
$$T(x) = R_A - q_{s2} * 1.43 - q_{s1} * (x-1.43)$$

$$X = 1.43 \Rightarrow M(1.43) = 25.669 \text{KN.m}$$

$$T(1.43) = 12.445 \text{ KN}$$

$$X = 3.95 \Rightarrow M(3.95) = 26.104 \text{KN.m}$$

$$T(3.95) = -12.099 \text{ KN}$$



**Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$T_{(X_{max})} = 0$$

$$T_{(X_{max})} = R_A - q_{s2} * 1.43 - q_{s1} * (X_{max}-1.43)$$

$$X_{max} = 2.70 \text{ m}$$

$$M(2.70) = 33.619 \text{ KN.m}$$

**Section (3 – 3) : 0 < x < 1.47**

$$M(x) = R_B * x - q_{s2} * x^2 / 2$$

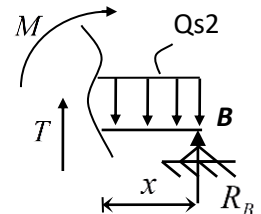
$$T(x) = - R_B + q_{s2} * x$$

$$X = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$T(0) = -R_B = -23.418 \text{ KN}$$

$$X = 1.47 \Rightarrow M(1.47) = 26.104 \text{KN.m}$$

$$T(1.47) = -12.099 \text{KN}$$



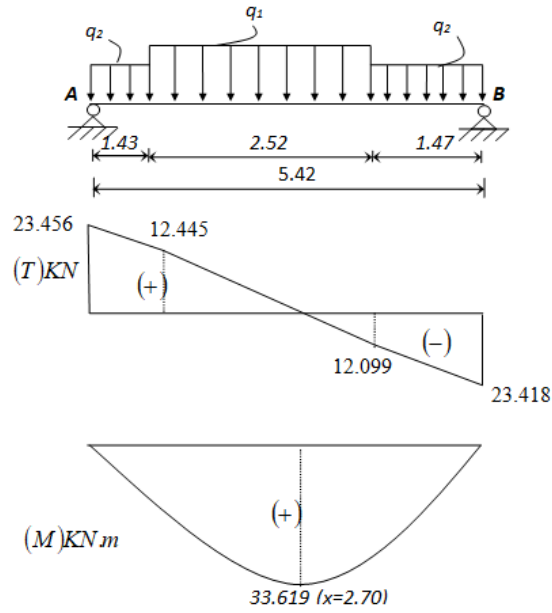


Figure IV.1.5 : Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.1.2 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

X (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	$T_{max}$ (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	Moment sur appuis ( $M_a = -0.2M_0$ )	Moment en travée ( $M_t = 0.8M_0$ )
0	23.456	23.456	0	23.456	33.619	6.723	26.895
1.43	-	12.445	25.669				
2.70	-	0	33.619				
3.95	-	-12.099	26.104				
5.42	-	-23.418	0				

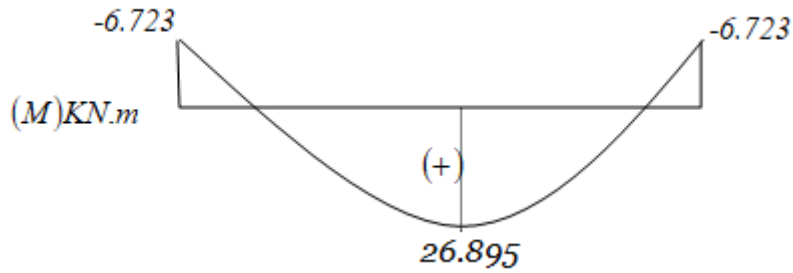


Figure IV.1.6 : Diagramme des moments retenus

Conclusion :

	Mt max	Ma max	T max
(E.L.U)	37.5KN.m	-9.35KN.m	32.68KN
(E.L.S)	26.895KN.m	-6.723KN.m	23.456KN

❖ RDC :

a) D'après la formule de « **BLONDEL** », le tracé de l'escalier est correcte si :

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$g+2h = 64$  (bâtiment à usage d'habitation commercial).

**g** : giron

**h** : hauteur des marches.

$$H = h \times n \Rightarrow h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad L = g(n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{(n-1)}$$

**H** : la hauteur d'étage

**L** : longueur de la foulée

**n** : nombre de contre marche

**n-1** : nombre des marches

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

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

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 204 + 252) + 2 \times 204 = 0$$

$$64n^2 - 724n + 408 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 647.86$$

$n = 10.71 \approx 11$  on prend:  $n=11$  contremarche

$n-1 = 10$  marches

$$h = \frac{H}{n} = \frac{204}{11} = 18.54 \text{ cm}$$

$$g = \frac{252}{10} = 25.2 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL, on a :

$$g + 2h = 25.2 + 2 \times 18.54 = 62.28 \text{ cm} \implies 59 \text{ cm} < 62.28 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b) L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18.54}{25.2} = 0.735 \implies \alpha = 36.34^\circ$$

c) Epaisseur de la paillasse (paillasse porteuse) :

Épaisseur de la paillasse = épaisseur du palier

$$\text{Condition de la résistance: } L = \sqrt{(2.04^2 + 2.52^2)} = 3.24 \text{ m}$$

$$\frac{324}{30} \leq e_p \leq \frac{324}{20} \implies 10.8 \leq e_p \leq 16.2 \text{ cm}$$

On prend :  $e_p = 16 \text{ cm}$

g) La descente de charge :

- Paillasse :

Charge permanente :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage(H)	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 22 \times h/g$	0,02	22,00	0, 323
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,294
6	Poids propre de la paillasse $e_p \times 25 \cos \alpha$	0,15	25,00	3.02
7	Poids propre des marches $h/2 \times 22$		22,00	1,98
8	Garde-corps			0,10
9	Enduit de ciment	0,015	18.00	0,27
			<b>G</b>	<b>7.18</b>

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

- Palier :

Charges permanentes

N°	désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Poids propre du palier	0,15	25,00	3,75
2	Revêtement en carrelage	0,02	22,00	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit de ciment	0,015	18,00	0,27
			<b>G</b>	<b>5.2</b>

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

h) Les combinaisons d'action escalier :

Pour une bande de 1 m de longueur, on a :

	G(KN/m <sup>2</sup> )	q(KN/m <sup>2</sup> )	E.L.U(KN/ml) $q_u=(1.35G+1.5q)l.m$	E.L.S(KN/ml) $q_s=(G+q)l.m$
<b>Paillasse</b>	7.18	2.5	13.443	9.68
<b>Palier</b>	5.20	2.5	10.77	7.7

i) Calcul des réactions :

**Calcul des réactions :**

- Détermination des moments et des efforts tranchants
- Le calcul d'escalier se fait pour 1ml :

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

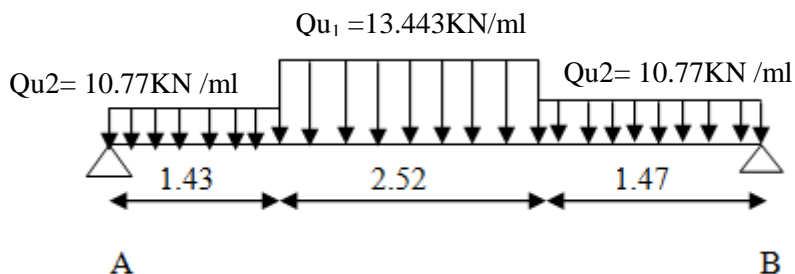


Figure IV.1.7: Schema statique de la poutre palière

- Equation d'équilibre :

$$\begin{aligned}\sum F/y = 0 &\Rightarrow RA + RB = qu_2 * 1.43 + qu_1 * 2.52 + qu_2 * 1.47 \\ &= 10.77 * 1.43 + 13.443 * 2.52 + 10.77 * 1.47 \\ &= 65.109 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow - RA * 5.42 + q_2 * 1.43 * (1.43/2 + 2.52 + 1.47) + q_1 * 2.52 * (2.52/2 + 1.47) + q_2 * 1.47 * (1.47/2) = 0$$

$$\Rightarrow - RA * 5.42 + 174.195 = 0$$

$$RA = 174.195 / 5.42 = 32.139 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow RB * 5.42 - q_2 * 1.47 * (1.47/2 + 2.52 + 1.43) - q_1 * 2.52 * (2.52/2 + 1.43) - q_2 * 1.43 * (1.43/2) = 0$$

$$RB * 5.42 - 178.291 = 0$$

$$RB = 174.195 / 5.42 = 32.895 \text{ KN}$$

**Vérification :**

$$RA + RB = 32.139 + 32.895 = 65.109 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Section (1 - 1) : 0 < x < 1.43m**

$$M(x) = RA * x - q_2 * x^2 / 2 = 32.139x - 10.77 * x^2 / 2$$

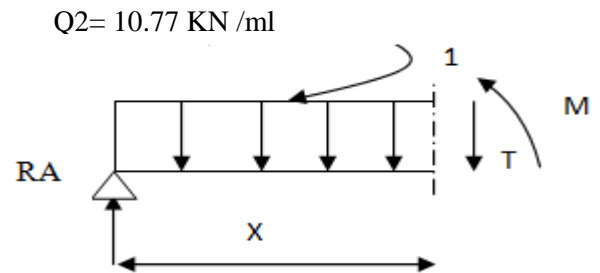
$$T(x) = RA - q_2 * x = 32.139 - 10.77 * x$$

- X = 0  $\Rightarrow$  M (0) = 0

$$T(0) = RA = 32.139 \text{ KN}$$

- X = 1.43  $\Rightarrow$  M(1.43) = 34.946 KN.m

$$T(1.43) = 16.737 \text{ KN}$$



**Section (2 - 2) : 1.43m < x < 3.95m**

$$M(x) = RA * x - q_2 * 1.43 * (x - 1.43/2) - q_1 * (x - 1.43)^2 / 2$$

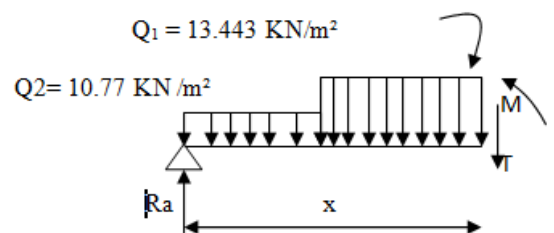
$$T(x) = RA - q_2 * 1.43 - q_1 * (x - 1.43)$$

$$X = 1.43 \Rightarrow M(1.43) = 34.946 \text{ KN.m}$$

$$T(1.43) = 16.737 \text{ KN}$$

$$X = 3.95 \Rightarrow M(3.95) = 34.442 \text{ KN.m}$$

$$T(3.95) = -17.138 \text{ KN}$$



**Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$T_{(X_{max})} = 0$$

$$T_{(X_{max})} = RA - q_2 * 1.43 - q_1 * (X_{max} - 1.43)$$

$$X_{max} = 2.70 \text{ m}$$

$$M(2.70) = 45.363 \text{ KN.m}$$

Section (3-3) :  $0 < x < 1.47$

$$M(x) = R_B \cdot x - q_2 \cdot x^2 / 2$$

$$T(x) = -R_B + q_2 \cdot x$$

- $X = 0 \Rightarrow M(0) = 0$
- $T(0) = -R_B = -32.895 \text{ KN}$

$$X = 1.47 \Rightarrow M(1.47) = 34.442 \text{ KN.m}$$

$$T(1.47) = -17.138 \text{ KN}$$

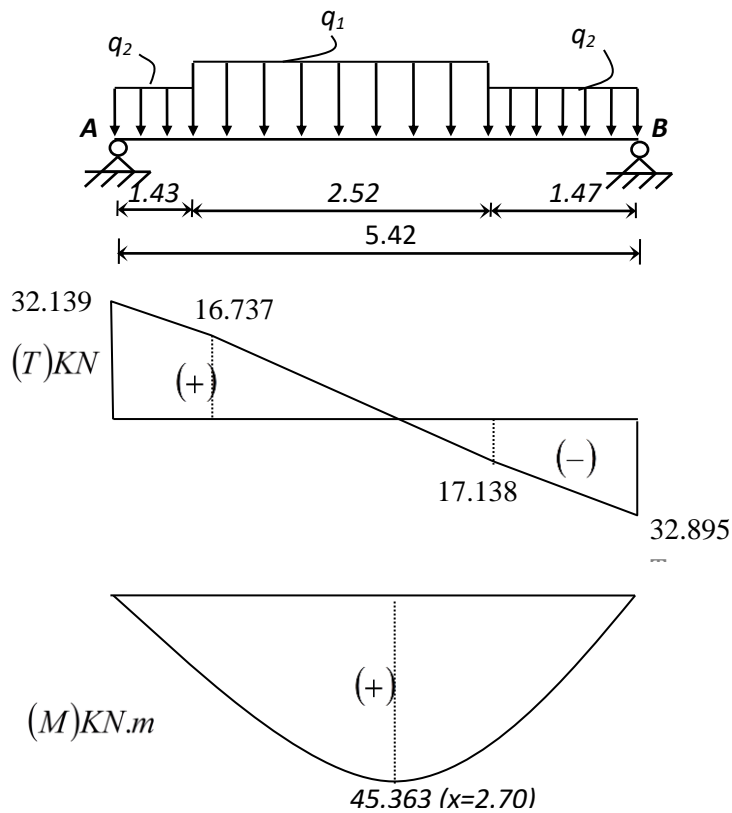
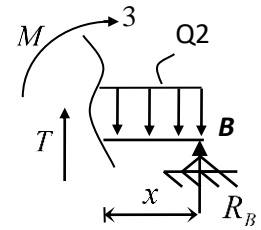


Figure IV.1.8 : Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.1.3 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U)

$x$ (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)	Moment sur appuis ( $M_a = -0.2M_0$ )	Moment en travée ( $M_t = 0.8M_0$ )
0	32.139	32.139	0	32.895	45.363	9.072	36.290
1.43	-	21.974	34.946				
2.70	-	0	45.363				
3.95	-	-21.344	34.442				
5.42	32.895	-32.895	0				

➤ E.L.S

Réactions des appuis :

$$\begin{aligned} \sum F/y = 0 &\Rightarrow RA + RB = qs_2 * 1.43 + qs_1 * 2.52 + qs_2 * 1.47 \\ &= 7.7 * 1.43 + 9.68 * 2.52 + 7.7 * 1.47 \\ &= 46.723 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M/B = 0 &\Rightarrow RA * 5.42 = qs_2 * 1.47 * 1.47/2 + qs_1 * 2.52 * (2.52/2 + 1.47) + qs_2 * 1.43 * \\ &(1.43/2 + 2.52 + 1.47) \\ &= 126.720 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$RA = 126.720 / 5.42 = 23.38 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M/A = 0 &\Rightarrow RB * 5.42 = qs_2 * 1.43 * 1.43/2 + qs_1 * 2.52 * (2.52/2 + 1.43) + qs_2 * 1.47 * \\ &(1.47/2 + 2.52 + 1.43) \\ &= 126.521 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$RB = 126.521 / 5.42 = 23.343 \text{ KN}$$

Vérification :

$$RA + RB = 23.380 + 23.343 = 46.723 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

**Section (1 – 1) :  $0 < x < 1.43$**

$$M(x) = R_A * x - q_{s2} * x^2 / 2 = 23.380 x - 7.7 * x^2 / 2$$

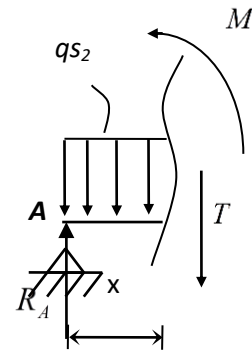
$$T(x) = R_A - q_{s2} * x = 23.380 - 7.7 * x$$

$$X = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$T(0) = R_A = 23.380 \text{ KN}$$

$$X = 1.43 \Rightarrow M(1.43) = 25.560 \text{ KN.m}$$

$$T(1.43) = 12.369 \text{ KN}$$



**Section (2 – 2) :  $1.43 < x < 3.95$**

$$M(x) = R_A * x - q_{s2} * 1.43 * (x - 1.43 / 2) - q_{s1} * (x - 1.43)^2 / 2$$

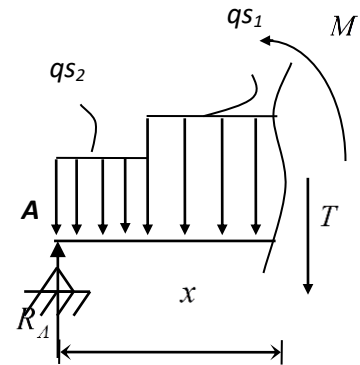
$$T(x) = R_A - q_{s2} * 1.43 - q_{s1} * (x - 1.43)$$

$$X = 1.43 \Rightarrow M(1.43) = 25.560 \text{ KN.m}$$

$$T(1.43) = 12.369 \text{ KN}$$

$$X = 3.95 \Rightarrow M(3.95) = 25.994 \text{ KN.m}$$

$$T(3.95) = -12.024 \text{ KN}$$



**Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$T_{(X_{max})} = 0$$

$$T_{(X_{max})} = R_A - q_{s2} * 1.43 - q_{s1} * (X_{max} - 1.43)$$

$$X_{max} = 2.70 \text{ m}$$

$$M(2.70) = 33.46 \text{ KN.m}$$

**Section (3 – 3) :  $0 < x < 1.47$**

$$M(x) = R_B * x - q_{s2} * x^2 / 2$$

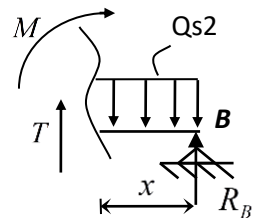
$$T(x) = -R_B + q_{s2} * x$$

$$X = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$T(0) = -R_B = -23.343 \text{ KN}$$

$$X = 1.47 \Rightarrow M(1.47) = 25.994 \text{ KN.m}$$

$$T(1.47) = -12.024 \text{ KN}$$



**Conclusion :**

	Mt max(kn.m)	Ma max	T max
<b>(E.L.U)</b>	<b>36.290kn.m</b>	<b>-9.072kn.m</b>	<b>32.895Kn</b>
<b>(E.L.S)</b>	<b>26.768kn.m</b>	<b>-6.692kn.m</b>	<b>23.380kn</b>

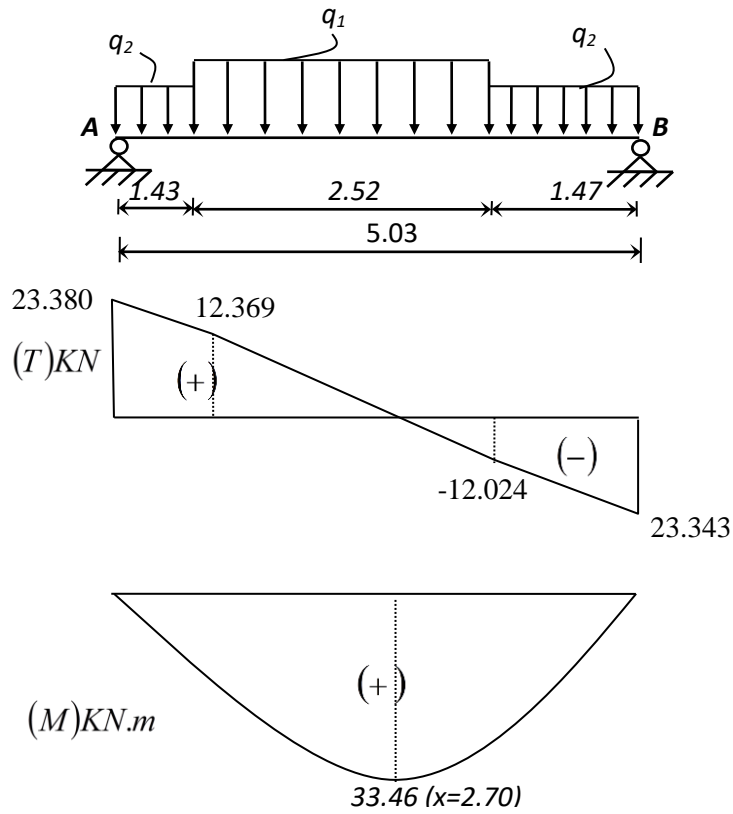


Figure IV.1.9 : Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.1.4 : Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	$T_{\max}$ (KN)	$M_{\max}$ (KN.m)	Moment sur appuis ( $M_a = -0.2M_0$ )	Moment en travée ( $M_t = 0.8M_0$ )
0	23.380	23.380	0	23.380	33.46	6.692	26.768
1.43	-	12.369	25.560				
2.70	-	0	33.46				
3.95	-	-15.194	25.994				

**Calcul du ferrailage (RDC) :**

❖ **État limite ultime(ELU)**

**En travée :**

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{36.290 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 14^2} = 0,130$$

$$\mu = 0,130 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,175$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,930$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{36.290 \times 10^3}{348 \times 0,930 \times 14} = 8,01 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h$$

$$= 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 8,01 \text{ cm}^2$$

**Conclusion:**

$$A_t = \max (A_{cal}; A_{min}) = \max (8,009; 1,28) = 8,01 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$6T14/ml \rightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2$$

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

a) **Etat limite de service :**  $M_t^s = 26768 \text{ N.m}$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  Aucune vérification pour  $\sigma_s$  ( $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ )

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{36290}{26768} = 1,355$$

$$\frac{1,355 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,417 > \alpha = 0,175 \text{ (C.V)}$$

**Conclusion :**

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

**Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

**Le choix :**

6T10 → A = 4.71 cm<sup>2</sup>/ml

T10 → e = 15 cm

• **En appuis :**

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_{au} = -9072 \text{ N.m}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9072}{14.17 \times 100 \times 14^2} = 0.0326$$

$\mu = 0.0326 < \mu_1 = 0.392$  (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas et  $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0414$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.983$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9072}{348 \times 0.983 \times 14} = 1.89 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28$$

$$A_{a u} = \max(A_{a u} ; A_{min})$$

$$A_{a u} = 1.89 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(1.89 ; 1.28) = 1.89 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$5T12/ml \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$(T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_a^s = -6692 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible ⇒ Aucune vérification pour  $\sigma_s$  ( $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ )

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ et } : \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{9072}{6692} = 1,355$$

$$\frac{1,355 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,427 > \alpha = 0,0414 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

✓ **Conclusion :**

⇒ Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

**Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

**Le choix :** 5T10 → A = 3,93 cm<sup>2</sup>

T10 → e = 20 cm

**Armatures transversales :**

**Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b \times d \times 100} = \frac{32895}{100 \times 14 \times 100} = 0,234 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,234 < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$   
Il n'y a Pas de reprise de bétonnage } ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**IV.1.5. Étude de la poutre palière :**

La

poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 2,95 m,

Son schéma statique est le suivant :

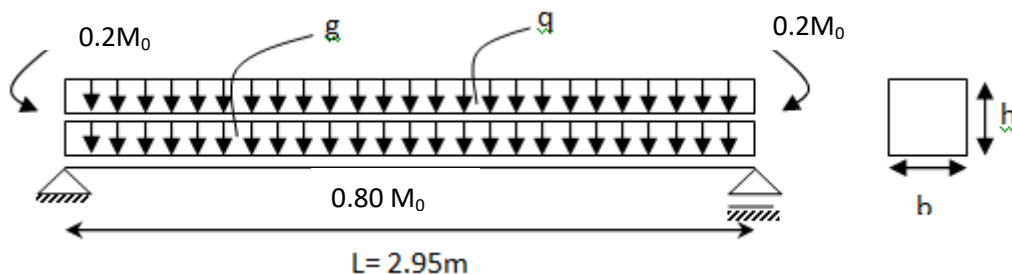


Figure. IV.1.10 : Schéma statique de la poutre palière.

➤ **Pré dimensionnement :**

La hauteur de la poutre doit respecter la condition de la flèche suivante :

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

La largeur b doit être comprise entre :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

Avec : L = 295cm

$$\frac{295}{15} < h < \frac{295}{10} \implies 19.67 < h \leq 29.5 \text{ (h=30cm)}$$

-la largeur b de la poutre palière doit être :

$$0.4(30) < b \leq 0.8(30) \implies 12 < b \leq 24 \text{ (b=25cm)}$$

La poutre palière est de dimensions (25× 30) cm<sup>2</sup>

**Vérification des conditions exigées par R.P.A.99 :**

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

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

$$h / b < 4 \text{ cm}$$

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

$$b = 25\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.2 \leq 4.00$$

C V

➤ **Evaluation des charges :**

$$\text{Poids propre } 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1.88 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A E.L.U : } R_{BU} = 32.893 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A E.L.S : } R_{BS} = 23.335 \text{ KN/ml}$$

$$qu = 32.893 + 1.35 \times 1.88 = 35.43 \text{ kN/ml}$$

$$qs = 23.335 + 1.88 = 25.22 \text{ kN/ml}$$

**Tableau IV.1.5 : Tableau récapitulatif de chargement**

	ELU	ELS
g (kN/ml)	$1.5 \times 1,35 = 2.025 \text{ KN/ml}$	1.5 KN/ml
q (kN/ml)	$R_B = 32.893 \text{ KN/ml}$	$R_B = 23.335 \text{ kN/ml}$
Charge totale	$qu = 35.43 \text{ KN/ml}$	$qs = 25.22 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

**Détermination du moment maximal, en travée et en appuis**

$$M_{\max} = QL^2/8$$

$$M_t = 0.8M_{\max}$$

$$M_a = -0.2M_{\max}$$

*Tableau IV.1.6: Tableau récapitulatif des sollicitations.*

	<b>M0</b>	<b>Mt</b>	<b>Ma</b>	<b>T max</b>
<b>Formule</b>	$q.l^2/8$	$0,80 M_0$	$-0,2 M_0$	$q.l/2$
<b>ELU</b>	38.54	30.832	-7.708	56.85
<b>ELS</b>	27.43	21.944	-5.486	40.50

**a) En travée :**

➤ **ELU :**

$$M_t = 30832 \text{ N.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{30832}{25.27^2.14,17} = 0,119$$

$$\mu = 0,119 < \mu_l = 0,392(\text{acier FeE400}) \Rightarrow \text{A'n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,159$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,936$$

**Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{30832}{0,936.27.348} = 3.50 \text{ cm}^2$$

**Conditions de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23. 20 .27. \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A_t = \max (A_{\min} ; A_{\text{cal}}) = \max (0,815 ; 3.50) = 3.50 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$4T12 \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$M_t = 27430 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A_s \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{30832}{21944} = 1,40$$

$$\alpha \leq \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,450 > \alpha = 0,159 \Rightarrow \text{CV}$$

➤ **Conclusion :**

- ✓  $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$  Fissuration peu préjudiciable
  - ✓ Aucune vérification pour  $\sigma_s$
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

**b) En appui :**

➤ **ELU :**

$$M_a = -7708 \text{ N.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{7708}{25 \cdot 27^2 \cdot 14,17} = 0,029$$

$$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,392 (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,985$$

**Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7708}{0,985 \cdot 27 \cdot 348} = 0,83 \text{ cm}^2$$

**Conditions de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 20 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A_a = \max (A_{\min} ; A_{\text{cal}}) = \max (0,81 ; 0,83) = 0,83 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$2T12 \longrightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$M_a = -5.486 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \overline{\alpha} = > \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{7708}{5486} = 1,40$$

$$\alpha \leq \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,450 > \alpha = 0,036 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

$$\checkmark \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration peu préjudiciable

✓ Aucune vérification pour  $\sigma_s$

les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 27 = 24,3 \text{ cm}$$

$$T_u = 56850 \text{ N} \leq 0,267 \times 24,3 \times 25 \times 25 \times 10^2 = 405506,25 \text{ N}$$

Pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$\text{On doit vérifier que : } A1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9d})$$

$$A1 = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} (56850 + \frac{38.54}{0,9 \cdot 27}) 10^2 = 1,67 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Il n'y a aucune influence sur les armatures longitudinales.

➤ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{56850}{25 \cdot 27 \cdot 100} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \left\{ \begin{array}{l} \text{fissuration peu nuisible.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \left\{ \begin{array}{l} \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires} \end{array} \right.$$

➤ **Section et écartement des armatures transversales:**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right) = \min(0.85; 2.5; 1.2)$$

$$\phi_t \leq 0.85 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra  $\phi = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\rightarrow 4\phi 8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **L'espaceur des armatures transversales :**

$$K = 1$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{3.50 \times 0.8 \times 235}{20(0.84 - 0.3 \times 2.1)} = 156.66 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{f_e \times A_t}{0.4 \times b} = \frac{235 \times 3.50}{0.4 \times 25} = 82.25 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 24.3 \text{ cm}$$

Selon RPA99 (version 2003) :

**Zone nodale :**  $\delta t \leq \min(h/4; 12\phi; 30) = \min(30/4; 12 \times 1.2; 30) = 7.5 \text{ cm}$

**Zone courante :**  $\delta t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$

Donc on prend  $\delta t = 7.5 \text{ cm}$  dans la zone nodale

Et  $\delta t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courante

➤ **Vérification de la flèche :** (B.7.5 BAEL 91) :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^{\text{ser}}}{M_0^{\text{ser}}} \right)$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

➤ **Vérification si la flèche est nécessaire:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{30}{295} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right) \Rightarrow \frac{30}{295} = 0.1 \geq \frac{1}{10} \left( \frac{21944}{27430} \right) = 0.08 \Rightarrow CV$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.50}{25 \times 27} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow CV$$

➤ **conclusion :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

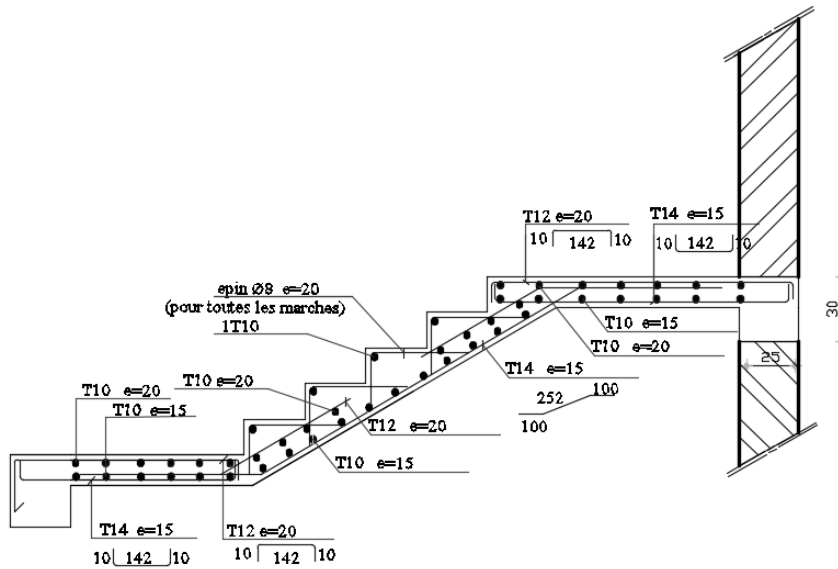


Figure.IV.1.11 : Dessin de ferrailage de l'escalier

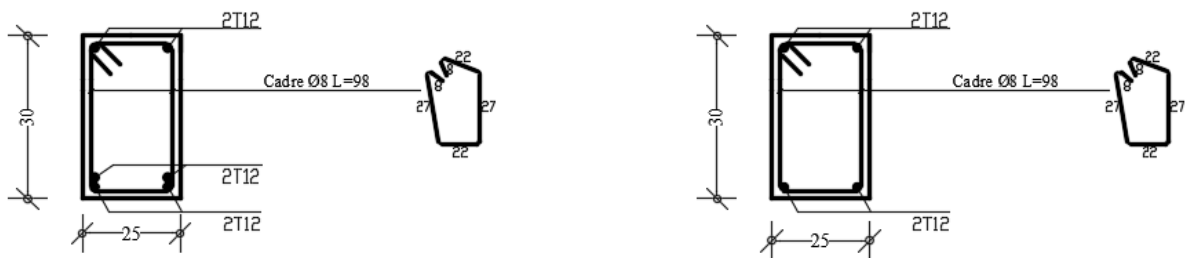


Figure.IV.1.12 : Dessin de ferrailage de la poutre palière

### IV.2. Etude des balcons :

Le balcon est un élément qui déborde de la structure ; il est considéré comme console encastree à l'extrémité dans la poutre de rive.

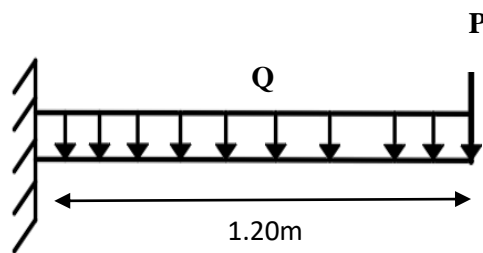
Il s'agit d'une dalle pleine, leur étude est assimilée à une console encastree sur trois cotés sollicités par différentes charge G.Q.P.

Avec :

**G** : Charge répartie (poids propre du balcon)

**P** : Charge permanent (charge concentrée du mur)

**Q** : Surcharge d'exploitation



Figur.IV.2.1 : Schéma statique de balcon

- Descente de charge du balcon :

Charge permanente « G » :

Tableau IV.2.1 : charges permanentes de balcon.

Désignation	Ep (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de ciment	0,02	20	0,4
Lit de sable fin	0,02	17	0,34
Dalle pleine	0,16	25	4
Enduit en plâtre	0,02	18	0,36
<b>Charge permanente</b>			<b>5,54</b>

**Q=3.5KN/m<sup>2</sup>**

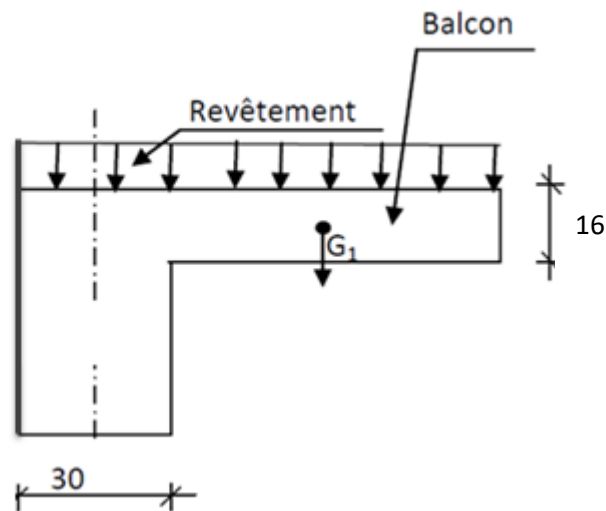


Figure IV.2.2 : Schéma du balcon

- Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \times h$$

$$\text{Épaisseur du mur : } e = 10 \text{ cm} \Rightarrow G_m = 1,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 1,20 \text{ m} \Rightarrow P = 1,44 \times 1,20 = 1,728 \text{ KN/ml}$$

- Combinaisons fondamentales :

**E.L.U :**

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 12,729 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 P = 2,333 \text{ KN}$$

**E.L.S :**

$$Q_{ser} = G + Q = 9,04 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1,728 \text{ KN/m}$$

**Calcul de ferrailage:**

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_u = -\left[\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l\right] = -\left[\frac{12,729 \times 1,2^2}{2} + 2,333 \times 1,2\right]$$

$$M_u = -11,964 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \times L + p_u = 12,729 \times 1,2 + 2,333$$

$$T_u = 17,607 \text{ KN}$$

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,16 = 0,144 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11964}{14,17 \times 100 \times 14,4^2} = 0,041 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas et  $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,052$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha \Rightarrow \beta = 0,979$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11964}{348 \times 0,979 \times 14,4} = 2,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$6T10 \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T8 \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

- **Etat limite service (ELS) :**

$$M_s = -\left[\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l\right] = -\left[\frac{9,04 \times 1,2^2}{2} + 1,728 \times 1,2\right]$$

$$M_s = -8,582 \text{ KN.m}$$

$$T_s = q_s \times L + p_s = 9,04 \times 1,2 + 1,728$$

$$T_s = 12,576 \text{ KN}$$

- **Détermination des contraintes :**

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_{\text{acier}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6 \text{ (C.B.A 93 A.4.5.3)}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{acier}} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{\text{acier}} = \min (266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{\text{acier}} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 4,71}{100} = 0,706 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30Ad}{b} = \frac{30 \times 4,71 \times 14,4}{100} = 20,34 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,706 + \sqrt{0,706^2 + 20,34}$$

$$y_1 = 3,85 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + n \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3,85^3}{3} + 15 \times 4,71 \times (14,4 - 3,85)^2$$

$$I = 9758,29 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8582}{9758,29} = 0,879$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,879 \times 3,85 = 3,384 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0,879 \times (14,4 - 3,85)$$

$$\sigma_s = 139,10 \text{ MPa}$$

**Conclusion:**

- ✓  $\sigma_b = 3,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- ✓  $\sigma_s = 139,10 \text{ MPa} < \sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$



⇒ Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}^u}{b \times d} = \frac{22699}{100 \times 14,4} \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1,1]}$$

$$T_{\text{max}}^u = 15,76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15,76 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144} = 0,109 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa} \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

**Conclusion :**

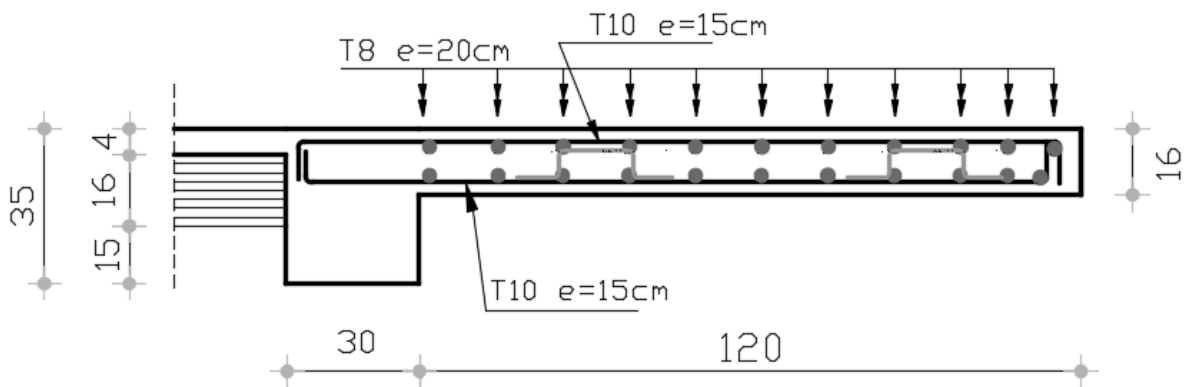
- $\tau_u = 0.164 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$
  - Il n'y a pas de risque de bétonnage
- }  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification de la flèche :**

Avant de passer à la vérification de la flèche, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

- a)  $\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{120} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow$  condition vérifiée
- b)  $A_s \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 4,52 \leq \frac{4,2 \times 100 \times 14.4}{400} = 15.12 \quad \rightarrow$  condition vérifiée
- c)  $L \leq 8\text{m} \quad \Rightarrow 1,20 \text{ m} < 8\text{m} \quad \rightarrow$  condition vérifiée

Puisque les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la Flèche.



**Figure.IV.2.3 : Ferrailage du balcon.**

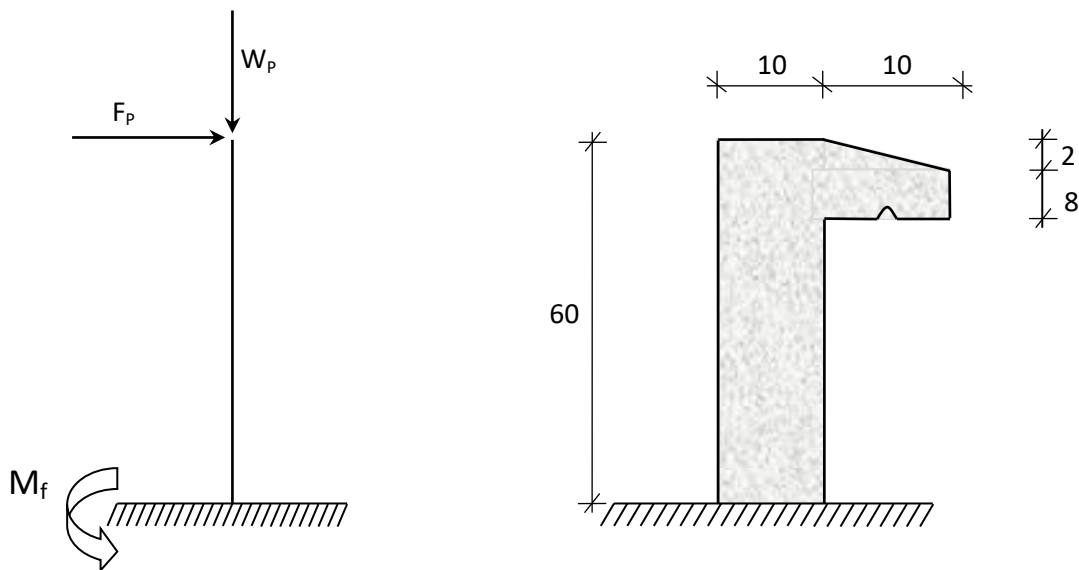
### IV.3.Étude de l'acrotère :

#### IV.3.1.Définition :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.



*Figure.IV.3.1:Dimension de l'acrotère*

#### IV.3.2.calcul des forces :

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

Telle que :

A : coefficient d'accélération de la zones,  $A=0.15$

$C_p$  : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

Élément en console  $\rightarrow C_p = 0.8$ ;

$W_p$  : poids de l'élément considéré;

$F_p$  : force statique équivalente horizontale;

$$W_p = \left[ (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.15) + \left( \frac{0.02 \times 0.15}{2} \right) \right] \times 1 \times 2500 = 183.75 \text{ daN}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.75 = 88.2 \text{ daN}$$

### IV.3.3. Calcul du ferrailage :

#### ❖ Calcul des sollicitations :

#### ✓ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_u = 1.5 \times F_p \times L = 1.5 \times 88.2 \times 0.60 = 79.38 \text{ daN.m}$$

$$N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 183.75 = 248.0625 \text{ daN}$$

#### ✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_s = F_p \times L = 88.2 \times 0.60 = 52.92 \text{ daN.m}$$

$$N_s = W_p = 183.75 \text{ daN}$$

### IV.3.3.1. Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

#### • État limite ultime (E.L.U.) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7938}{248.06} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

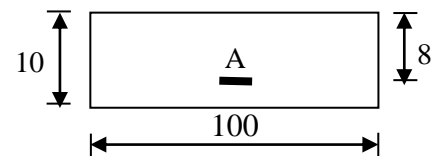
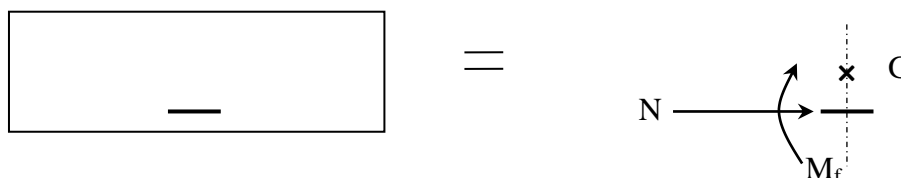


Figure IV.3.2: Section de calcul

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs  $M_f$  calculé par rapport aux armatures tendues.

N → x C



$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left( e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248.06 \times \left( 0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 86.82 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{868.2}{14.17 \times 100 \times 8^2} = 0.009$$

Acier  $F_e E400 \Rightarrow \mu_l = 0.392$ .

$\mu < \mu_l \Rightarrow A' N'$  existe pas.

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{868.2}{348 \times 0.99 \times 8} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

Sollicitation réelle (flexion composée)

$$\begin{cases} A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.32 - \frac{248.06}{100 \times 348} = 0.31 \text{ cm}^2/\text{m}_L \\ A' = 0 \end{cases}$$

• **Etat limite de service (E.L.S.) :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est donc préjudiciable.

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \quad \text{Avec :} \quad FeE400 \Rightarrow \eta = 1,6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \\ &= \min(266.67; 201.63) \end{aligned}$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52.92}{183.75} = 0.29 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,29m > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03m$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

$$M_{s1} = N_s \times (e_0 + \frac{h}{2} - c) = 1837,5(0,29 + \frac{0,1}{2} - 0,02) = 588N.m$$

$$\mu l = \frac{M_{s1}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{588}{14,17 \times 100 \times 8^2} = 0,006.$$

$$\mu l = 0,006 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,8717 \\ K_1 = 23,97 \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{23,97} = 8,41MPa. < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15MPa.$$

$$A_{s1} = \frac{M_{s1}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{588}{201,63 \times 0,8717 \times 8} = 0,42cm^2 / ml$$

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0,42 - \frac{1837,5}{100 \times 201,63} \\ A_s = 0,41cm^2 / ml \end{cases}$$

#### Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,0025 \times S$$

$$= 0,0025 \times 7,35 = 0,018 cm^2/ml$$

$$A = \max (A_s; A_u; A_{min}) = \max (0,41; 0,31; 0,018) cm^2/ml.$$

$$\Rightarrow A = 0,41cm^2 / ml.$$

**Le choix :** 4T8/ml → A = 2,01 cm<sup>2</sup> / ml

#### Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 cm^2/ml$$

Donc : on adopte 4T8/ml

#### IV.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement:

$$T_u^{max} = 1,5 F_p = 1,5 \times 88,2 = 132,3 daN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

}  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Remarque :**

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

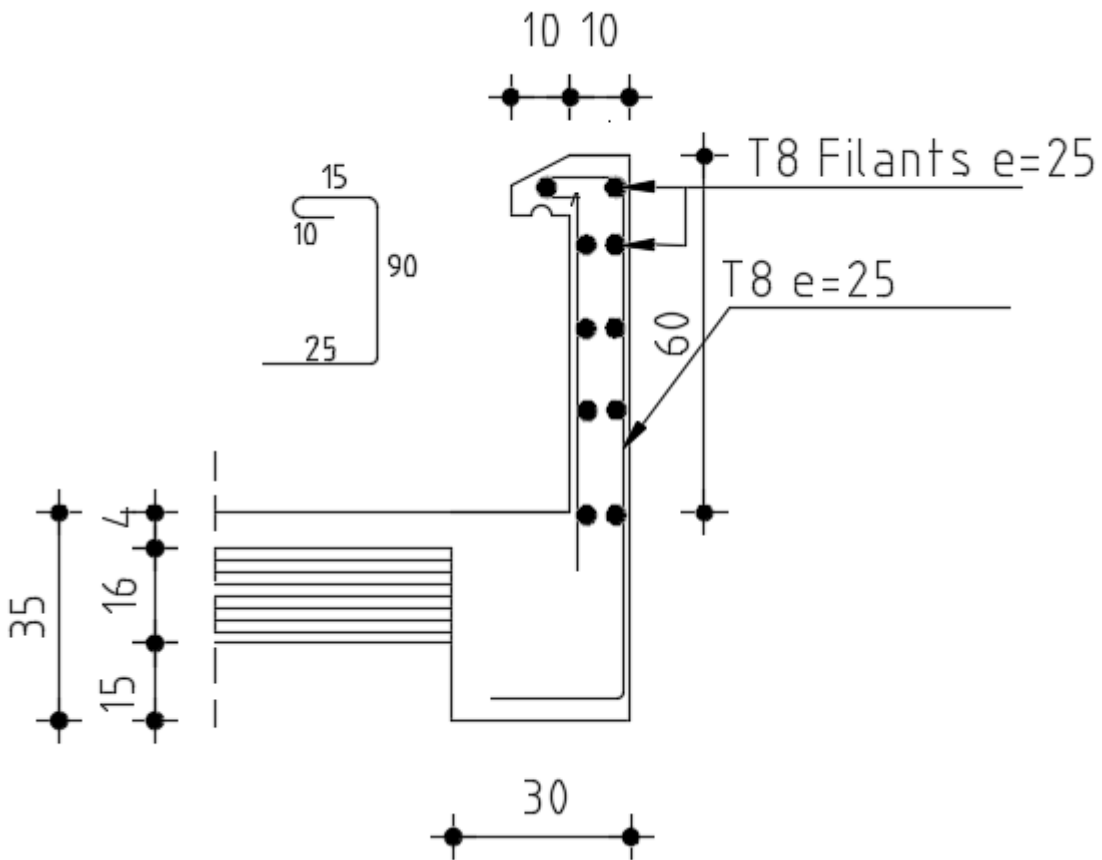


Figure IV.3.3 : Dessin de ferrailage de l'acrotère

## V. Etude sismique :

### V.1.Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces dernière engendre des efforts sismiques qui imposent à la construction des accélérations pouvant atteindre l'ordre de la pesanteur, il peut provoquer des dégâts allant jusqu'à la ruine de la construction.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003, et la modélisation de la structure en 3D avec le logiciel ETABS 2017.

### V.2.Methode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale et
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### V.2.1.Méthode statique équivalente :

##### a. Principe de la méthode [RPA99version2003/4.2.1] :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99/version2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure

##### b. Conditions d'application : [RPA 99 version 2003/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Régularité en plan [RPA99 version 2003/3.5.1.a] :

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4.
4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan.

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

✓ Régularité en élévation [**RPA99 version2003/3.5.1.b**] :

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

**c. Vérification des conditions d'application :**

Notre structure n'a pas 2 axes orthogonaux de symétrie vis-à-vis la rigidité et la masse => le bâtiment est classé irrégulier en plan, donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

**Conclusion :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « ETABS2017 »**).

### V.2.2.Méthode dynamique :

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

#### a. Condition d'application :

Selon le «RPA99/V2003», la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où, la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### b. Présentation du logiciel :

ETABS est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

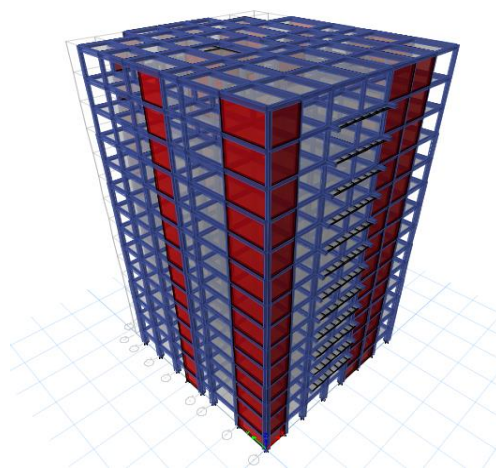
Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » et
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphique bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes  $\sigma$ ...).

#### c. Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- ✓ Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- ✓ Choix de l'unité du travail : KN et m ;
- ✓ Création graphique du modèle en utilisant l'interface de l'ETABS ;
- ✓ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles et dalle pleine par panneau ;
- ✓ Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton ;
- ✓ Détermination des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- ✓ Détermination des conditions aux limites.



*Figure.V.1 : Interface de l'ETABS17*

**Charge permanente G** : contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphérique du sous-sol.

**Charge d'exploitation Q** : les charges d'exploitation distribuées par les planchers aux poutres.

**Les forces sismiques E** : contiennent les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).

Détermination des combinaisons de charges :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $0,8G + E$
- $0,8G - E$
- $G + Q + E$
- $G + Q - E$

Vérification des erreurs.

Lancement de l'analyse.

Interprétation des résultats.

Détermination du spectre de réponse.

### V.2.3.Détermination des charges :

- a. Le poids propre de la structure est calculé par le logiciel.
- b. Distribution des charges des planchers aux poutres

Pour les dalles pleines et plancher à corps creux : la charge est calculée automatiquement par le logiciel ;

*Tableau VI.1 : le poids propre de la structure*

TABLE: Story Forces			
Load			
Story	Case/Combo	Location	P kN
Story14	WP	Bottom	8368,2128
Story13	WP	Bottom	15749,461
Story12	WP	Bottom	23130,7092
Story11	WP	Bottom	30830,7453
Story10	WP	Bottom	38530,7815
Story9	WP	Bottom	46427,8208
Story8	WP	Bottom	54324,8601
Story7	WP	Bottom	62221,8994
Story6	WP	Bottom	70341,0169
Story5	WP	Bottom	78460,1343
Story4	WP	Bottom	87098,633
Story3	WP	Bottom	95737,1317
Story2	WP	Bottom	105385,4315
Story1	WP	Bottom	114185,1638

➤ **Vérification si la résultante des forces sismiques à la base est supérieure à  $0.8v_{st}$  :**

La force sismique totale  $V_{st}$  appliquée à la base de la structure ; doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales.

**Classification de l'ouvrage :**

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation et commercial situé à **ORAN (Zone IIa)**, Il est classé au groupe d'usage 2.

**Classification du site :**

La structure à étudier est implantée dans un site de **catégorie S1** (site rocheux).

**a – Coefficient d'accélération de zone :**

Donné par le tableau 4.1 du RPA99(m.2003) suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment.

La zone d'implantation de notre structure est Oran classée comme zone IIa sur la carte sismique algérienne.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage} = 2 \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$$

**b – Facteur d'amplification dynamique :**

En fonction de la catégorie de site ; du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) de la période fondamentale de la structure ( $T$ )

Site rocheux  $\rightarrow$  catégorie S1  $\Rightarrow T_2 = 0.3s$

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 du RPA99

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

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement de type de remplissage est donné par le tableau 4.6.  $C_T = 0.05$

$h_N$  : Hauteur mesurée en(m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $h_N = 47.88m$

$$T' = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0.05 \times 47.88^{3/4} = 0.91s$$

Sens (X-X) :

$$T''_x = 0.09 \cdot \frac{47.88}{\sqrt{26.49}} = 0.84$$

$$T_x = \min\{0.91; 0.84\} = 0.84s$$

Sens (Y-Y) :

$$T''_y = 0.09 \cdot \frac{47.88}{\sqrt{28.68}} = 0.80s$$

$$T_y = \min\{0.91; 0.80\} = 0.80$$

$$T_2 = 0.3 \leq T = 0.91 \leq 3.0sec.$$

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

c- Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

d- Pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  :

Portiques contreventés par des voiles, remplissage dense  $\Rightarrow \xi = 10\% = 0.1$

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+10}\right)} = 0.76$$

$$D_x = 2.5 \cdot 0.76 \left(\frac{0.30^{3/4}}{0.84}\right) = 0.963$$

$$D_y = 2.5 \cdot 0.76 \left(\frac{0.30^{3/4}}{0.80}\right) = 0.989$$

e- Coefficient de comportement global de la structure :

Notre structure à un système des portiques contreventés par des voiles ; d'après le tableau 4.3 du RPA99(V.2003) a un coefficient de comportement  $R = 5$ .

f- Facteur de qualité  $Q$  :

Donné par la formule :

$$Q : \text{facteur de qualité} : Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère " q "	$P_{qx}$		données	$Q_x$
	Observé	N/observé		
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	<b>0,00</b>	<b>1,25</b>
2. Redondance en plan	0	0,05	<b>0,05</b>	
3. Régularité en plan	0	0,05	<b>0,05</b>	
4. Régularité en élévation	0	0,05	<b>0,00</b>	
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	<b>0,05</b>	
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	<b>0,10</b>	

$$Q : \text{facteur de qualité} : Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère " q "	$P_{qy}$		données	$Q_y$
	Observé	N/observé		
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	<b>0,00</b>	<b>1,25</b>
2. Redondance en plan	0	0,05	<b>0,05</b>	
3. Régularité en plan	0	0,05	<b>0,05</b>	
4. Régularité en élévation	0	0,05	<b>0,00</b>	
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	<b>0,05</b>	
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	<b>0,10</b>	

$$Q_x = 1 + \Sigma P_{qx} = 1 + 0.25 = 1.25$$

$$Q_y = 1 + \Sigma P_{qy} = 1 + 0.25 = 1.25$$

#### V.2.4. Calcul du poids de la structure W :

$$W_i = \sum W_{Gi} + \beta \cdot \sum W_{Qi}$$

Avec :

-  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes.

-  $W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

$\sum W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes.

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation.

**Remarque :** Le poids de la structure est donné par le Logiciel ETABS.

$$\mathbf{WP=114185,1638KN}$$

**Donc :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W \Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{0.15 \times 0.963 \times 1.25}{5} \times 114379.398 \\ V_y = \frac{0.15 \times 0.989 \times 1.25}{5} \times 114379.398 \end{cases}$$

-  $V_x = 4124,61 \text{KN}$

-  $V_y = 4235,28 \text{KN}$

#### V.3.1. Interprétation des résultats :

*Tableau V.2. : Les périodes et les modes*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Période sec	Sum UX	Sum UY
Modal	1	<b>1,084</b>	0,4287	0,1113
Modal	2	0,925	0,5697	0,6161
Modal	3	0,674	0,6421	0,6525
Modal	4	0,278	0,7152	0,7369
Modal	5	0,242	0,811	0,8265
Modal	6	0,174	0,8301	0,8318
Modal	7	0,124	0,8508	0,8746
Modal	8	0,108	0,8877	0,8943
Modal	9	0,106	0,8955	<b>0,9007</b>
Modal	10	0,083	0,8957	0,9009
Modal	11	0,078	<b>0,9016</b>	0,9024
Modal	12	0,073	0,9119	0,9253

**a. La résultante des forces sismiques :**

Après l'interprétation des résultats du fichier ETABS, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

-Sens( X-X) :

$$80 \% V_{Xs}=3299,69KN \leq V_{xd}=3869,22KN.....CV$$

-Sens( Y-Y) :

$$80\% V_{Ys}=3388,22KN \leq V_{yd}=4746,41KN.....CV$$

Nombre de modes à considérer selon (RPA version 2003/4.3.4) :

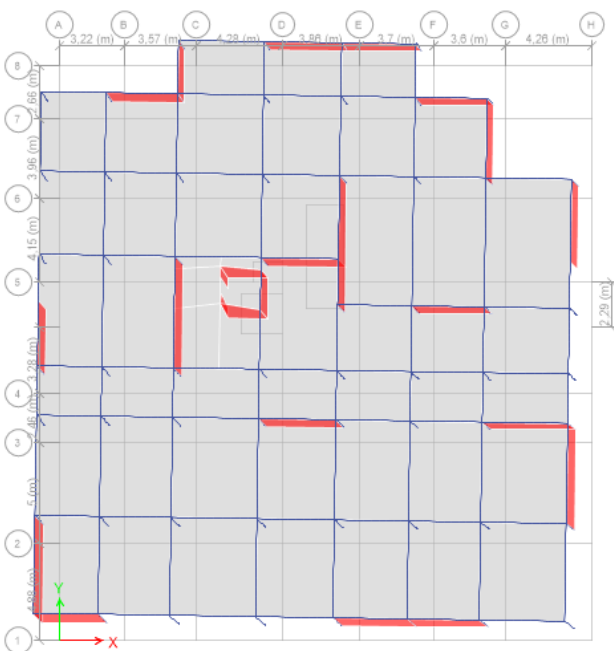
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir et de 03 dans chaque directions considérée).

Le nombre minimal de modes (k)à retenir doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$

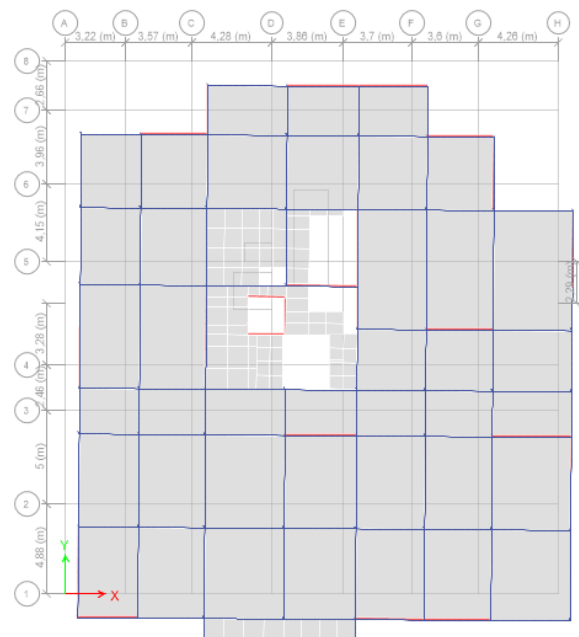
Avec :

N : le nombre de niveau au-dessus du sol (N=13niveau)

$$K \geq 3\sqrt{13} = 10.82 \Rightarrow K = 11 \text{ Modes}$$



**Figure.V.2. :Mode1 translation suivant X**



**Figure.V.3. : Mode2 translation suivant Y**

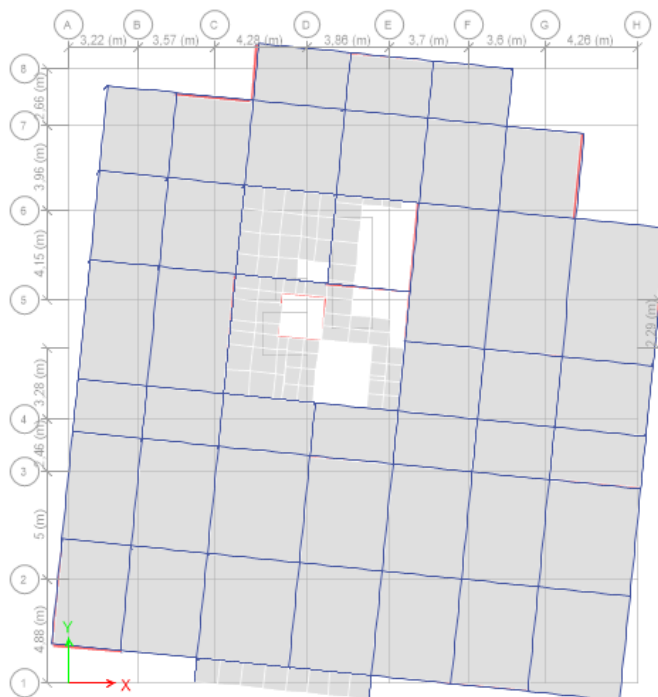


Figure.V.3. :Mode3 torsion

Mode 1 :  $U_x = 42,87\%$  ;  $U_y = 11,13\%$   $\Rightarrow$  Translation suivant X

Mode 2 :  $U_x = 56,97\%$  ;  $U_y = 61,61\%$   $\Rightarrow$  Translation suivant Y

Mode 3 :  $U_x = 64,21\%$  ;  $U_y = 65,25\%$   $\Rightarrow$  Torsion

- **Vérification de la période : (RPA99 version2003/4.2.4.4) :**

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

<i>hn</i>	<i>Dx</i>	<i>Dy</i>	<i>Ct</i>	<i>Th</i>	<i>Tx</i>	<i>Ty</i>
47,88	26,49	28,68	0,05	0,91	0,84	0,80
<i>Tx</i>	0,84	1.3 <i>Tx</i>	1,09	>	<i>T mod</i>	1,085
<i>Ty</i>	0,80	1.3 <i>Ty</i>	1,05	>	<i>Tmod</i>	0,923

$$T_{x,dyn} = 1.08s < T_{x,amp} = 1.3 \times 0.84 = 1.09s \longrightarrow C.V$$

$$T_{y,dyn} = 0.92s < T_{y,amp} = 1.3 \times 0.80 = 1.05s \longrightarrow C.V$$

**V.3.2.Vérification des déplacements :**

$\delta_k$ : Déplacement horizontal au niveau K

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (k-1) est égal :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{(k-1)}.$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : (RPA version2003/5.10)

$$\Delta_{radm} = 1\% \text{ he.}$$

**he** : Hauteur d'étage.

Tableau V.3.: Vérification des déplacements

Niveaux	h en [cm]	$\delta_k$ [cm]		$\Delta_k$ [cm]		$\bar{\Delta r}$ [cm]	Condition $\Delta k < \bar{\Delta r}$	
		$\delta_k^x$	$\delta_k^y$	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$		$\Delta kx$	$\Delta ky$
Sous-sol	300	0,027	0.027	0.026	0.027	3,00	cv	cv
R.D.C.	408	0,11	0.11	0.083	0,080	4.08	cv	cv
Etage 1	340	0.21	0.20	0.104	0.080	3.40	cv	cv
Etage 2	340	0.34	0.31	0.129	0.095	3.40	cv	cv
Etage 3	340	0.49	0.45	0.151	0.116	3.40	cv	cv
Etage 4	340	0.66	0.73	0.170	0.134	3.40	cv	cv
Etage 5	340	0.85	0.75	0.186	0.027	3.40	cv	cv
Etage 6	340	1.05	0.92	0.197	0.029	3.40	cv	cv
Etage 7	340	1.25	1.09	0.204	0.164	3.40	cv	cv
Etage 8	340	1.46	1.26	0.209	0.168	3.40	cv	cv
Etage 9	340	1.68	1.43	0.211	0.171	3.40	cv	cv
Etage 10	340	1.88	1.60	0.212	0.171	3.40	cv	cv
Etage 11	340	2.09	1.78	0.210	0.169	3.40	cv	cv
Etage 12	340	2.31	1.94	0.207	0.165	3.40	cv	cv

### V.3.3. : Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :

Selon (RPA version 2003/5.9) Les effets du second ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

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

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum (W_{Gi} + \beta w_{qi}).$$

**V<sub>k</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau k.

$$V_k = \sum F_i.$$

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

**h<sub>k</sub>** : hauteur de l'étage k.

Si :  $0,10 < \Theta_k \leq 0,20$ , l'effet P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur

$$1 / (1 - \Theta_k).$$

Si :  $\Theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$F_i = W_i \times h_i \times (V_i - F_t) / \sum W_i \times h_i$$

$W_i$  : poids propre de l'étage.

$h_i$  : hauteur cumulée a la base de la structure.

$V_t$  : force sismique totale.

Distribution de la force sismique sur les étages :

**Tableau VL5:** vérification de l'effet P- $\Delta$  dans les sens longitudinaux.

( P-Delta ) - Ex							
Niveau	Hauteur	P	$V_x$	$U_x$	$\Delta_x$	$\Theta_x$	$\Theta_y < 0,1$
		kN	kN	m	m		
ETAGE12	3,4	8368,2128	687,64	0,023008	0,002068	0,0074	CV
ETAGE11	3,4	15749,461	701,14	0,02094	0,002097	0,0139	CV
ETAGE10	3,4	23130,7092	674,68	0,018843	0,002118	0,0214	CV
ETAGE09	3,4	30830,7453	637,12	0,016725	0,00211	0,0300	CV
ETAGE08	3,4	38530,7815	618,62	0,014615	0,002091	0,0383	CV
ETAGE07	3,4	46427,8208	580,53	0,012524	0,002041	0,0480	CV
ETAGE06	3,4	54324,8601	551,59	0,010483	0,001968	0,0570	CV
ETAGE05	3,4	62221,8994	513,25	0,008515	0,001857	0,0662	CV
ETAGE04	3,4	70341,0169	474,44	0,006658	0,001704	0,0743	CV
ETAGE03	3,4	78460,1343	442,06	0,004954	0,001518	0,0792	CV
ETAGE02	3,4	87098,633	402	0,003436	0,00129	0,0822	CV
ETAGE01	3,4	95737,1317	371	0,002146	0,001038	0,0788	CV
RDC	4,08	105385,4315	328,91	0,001108	0,00084	0,0660	CV
sous-sol	3	114185,1638	284,26	0,000268	0,000268	0,0359	CV

( P-Delta ) - Ey							
Niveau	Hauteur	P	$V_y$	$U_y$	$\Delta_y$	$\Theta_y$	$\Theta_y < 0,1$
		kN	kN	m	m		
ETAGE12	3,4	8368,2128	697,54	0,01949	0,001658	0,0059	CV
ETAGE11	3,4	15749,461	711,43	0,017832	0,001694	0,0110	CV
ETAGE10	3,4	23130,7092	684,2	0,016138	0,001721	0,0171	CV
ETAGE09	3,4	30830,7453	645,53	0,014417	0,001719	0,0241	CV
ETAGE08	3,4	38530,7815	626,49	0,012698	0,00172	0,0311	CV
ETAGE07	3,4	46427,8208	587,28	0,010978	0,001693	0,0394	CV
ETAGE06	3,4	54324,8601	557,5	0,009285	0,001655	0,0474	CV
ETAGE05	3,4	62221,8994	518,04	0,00763	0,001587	0,0561	CV
ETAGE04	3,4	70341,0169	478,08	0,006043	0,001479	0,0640	CV
ETAGE03	3,4	78460,1343	444,75	0,004564	0,001345	0,0698	CV
ETAGE02	3,4	87098,633	403,52	0,003219	0,001166	0,0740	CV
ETAGE01	3,4	95737,1317	371,61	0,002053	0,000964	0,0730	CV
RDC	4,08	105385,4315	328,29	0,001089	0,000814	0,0640	CV
sous-sol	3	114185,1638	282,33	0,000275	0,000275	0,0371	CV

**Conclusion:**

On peut dire que notre structure est stable vis-à-vis les sollicitations accidentelles (séisme) dans les deux sens, et remplit toutes les conditions exigées par le règlement RPA version 2003.

## VI. Etude des portiques :

### VI.1.Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) horizontaux (poutre).

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous Différents sollicitations. L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

### VI.2.Définition :

#### Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicités à la flexion composée.

#### Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

#### Nœud :

Point d'assemblage de poteaux et poutres, il est considéré comme sensible, parce qu'il est le point de transmission des charges.

### VI.3.Ferraillage des portiques :

#### • Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

**G** : Charges permanentes.

**P** : Charges d'exploitations.

**E** : Efforts sismiques.

#### • Les combinaisons prises en compte sont :

**BAEL 91** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires.

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot P \rightarrow ELU$$

$$G + P \rightarrow ELS$$

**RPA99.V2003** : Combinaisons accidentelles;

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel ETABS.

Avec :

#### VI.3.1. Ferraillage des poutres:

On distingue deux types des poutres :

Poutres principales  $\Rightarrow$  (30×50) cm<sup>2</sup>

Poutres secondaires  $\Rightarrow$  (30×35) cm<sup>2</sup>

• **Ferraillage réglementaire :**

**Recommandation du RPA99/V2003 :**

1) **Armatures longitudinales :**

☒ Armatures minimales : 0.5% × B en zone II<sub>a</sub>.

☒ Armatures maximales  $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

☒ Longueur de recouvrement est de  $40 \cdot \phi$  en zone II<sub>a</sub> (RPA99/V2003)

Avec : B : Section de la poutre

2) **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec :

**b** : Largeur de la section.

**S** : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :  $S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right)$

- En dehors de la zone nodale :  $S = \frac{h}{2}$

**Règlement BAEL.91**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

**Les sollicitations des poutres :**

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel "ETABS", on obtient les résultats dans le tableau suivant :

*Tableau.VI.1. : Récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants.*

Type	Etat limite ultime (ELU)		Etat limite de services (ELS)		Situation accidentelle		Effort tranchant
	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	
<b>Poutre principale</b>	120.243	94.2488	87.6796	68.6619	139.3813	103.3364	93.91
<b>Poutre Secondaire</b>	115.4955	54.1911	84.2335	39.649	105.2613	58.0758	129.77

### 3) Armatures longitudinales :

#### Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

Poutres principales :  $A'_{\min} = 0.005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$

#### Conditions imposées par le BAEL.91 :

Poutres principales :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 30 \cdot 45 = 1,63 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Exemple de calcul :

En travée :

➤ ELU :

$$M_t^u = 94.2488 \text{ KN.m.}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{942488}{14,2 \cdot 30 \cdot (45)^2} = 0,109$$

$$\mu = 0,109 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,145$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,942$$

#### ▪ Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{942488}{348 \cdot 0,942 \cdot 45} = 6,39 \text{ cm}^2$$

➤ ELS :

$$M_t^s = 68.6619 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Flexion simple} \\ \text{- Section rectangulaire sans } A' \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{942488}{68661,9} = 1,37$$

$$\frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,145 \Rightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

➤ **Situation Accidentelle :**

$$M_t^{AC} = 103336.4 \text{ N.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{AC}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{103336.4}{18.48 \times 30 \times 45^2} = 0.092$$

$$\mu = 0.092 < \mu_1 = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.121$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.952$$

$$A_t^{AC} = \frac{M_t^{AC}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{103336.4}{400 \times 0.952 \times 45} = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 6.39 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$3T12 + 2T14 \longrightarrow A = 6.47 \text{ cm}^2$$

**En appuis :**

➤ **ELU :**

$$M_a^u = -120.243 \text{ KN.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{120243}{14.17 \cdot 30 \cdot (45)^2} = 0.139$$

$$\mu = 0.139 < \mu = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.189$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.924$$

▪ **Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{120243}{348 \cdot 0,924 \cdot 45} = 8.30 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$M_a^s = -87.6796 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 13.8 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{120243}{87679.6} = 1,37$$

$$\frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,141 \Rightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

(Aucune vérification pour  $\sigma_s$ ).

➤ **Situation accidentelle :**

$$M_a^{acc} = 139.3813 \text{ KN.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{139381.3}{18.47 \cdot 30 \cdot (45)^2} = 0,124$$

$$\mu = 0,124 < \mu_L = 0,379$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,166$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,933$$

▪ **Détermination des armatures:**

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{139381.3}{400 \cdot 0,933 \cdot 45} = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 8.30 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$4\text{T}14 + 2\text{T}12 \longrightarrow A = 8.42 \text{ cm}^2$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{\max} = 93.91 \text{KN}$$

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 45 = 40,5 \text{cm}$$

$$T_u = 93910 \text{N} \leq 0,267 \cdot 40,5 \cdot 30 \cdot 25 \cdot 10^2 = 8110125 \text{N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_t = 8,29 \text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left( 93910 - \frac{139381,3}{0,9 \cdot 45} \right) \cdot 10^{-2} = 2,60 \text{cm}^2 \quad C.V \longrightarrow \text{Il n'y a aucune influence sur}$$

les armatures longitudinales.

**Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{93910}{30 \cdot 45 \cdot 100} = 0,70 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$\tau_u = 0,70 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right) = 1,2 \text{cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 4\phi_8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{cm}^2$  (2cadres).

- L'espace des armatures transversales :

• Selon (B.A.E.L.91) :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot K}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$  (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

Donc :

$$\delta_{i1} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{2,01 \cdot 0,8 \cdot 235}{30 \cdot (0,70 - 0,3 \cdot 2,1)} = 179,94 \text{ cm}$$

$$\delta_{i2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0} = \frac{2,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 30} = 39,36 \text{ cm}$$

• Selon (R.P.A.99version2003) :

Zone nodale :

$$\delta_{i3} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{50}{4}; 12 \cdot 1,4\right) = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \delta_i = 12,5 \text{ cm}$$

Zone courante

$$\delta_{i4} \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} \Rightarrow \delta_i = 25 \text{ cm}$$

Donc :

$$\delta_i = 20 \text{ cm} \text{ En zone courante}$$

$$\delta_i = 10 \text{ cm} \text{ En zone nodale}$$

**Vérification des armatures transversales:**

Zone nodale :

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot 20 \cdot 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L\max}$$

$$L_r = 56 \text{ cm}$$

❖ **Remarque :**

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-dessus; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

### VI.3.2. : Étude des poutres secondaires P.S (30×35) cm<sup>2</sup> :

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

Tableau VI.2. : Choix des armatures

Type	niveaux	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]		A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>choisi</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Choix des armatures
		BAEL	RPA			
Poutre principale (30 × 50) cm <sup>2</sup>	Travée	1.63	7.5	6.39	6.47	3T12+2T14
	Appui	1.63	7.5	8.30	8.42	4T14+2T12
Poutre secondaire (30 × 35) cm <sup>2</sup>	Travée	1.14	5.25	5.32	5.65	5T12
	Appui	1.14	5.25	6.69	6.79	6T12

### VI.4. : Ferrailage des poteaux :

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux Une section soumise à la flexion composée peut être l'une des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- 1<sup>ère</sup> cas :  $N_{\max} \rightarrow (M_{33\text{corr}}; M_{22\text{corr}})$

- 2<sup>ème</sup> cas :  $M_{33\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}; M_{22\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$

- 3<sup>ème</sup> cas :  $N_{\min} \rightarrow (M_{33\text{corr}}; M_{22\text{corr}})$

On a 6 types des poteaux; à savoir :

Type 1  $\Rightarrow (65 \times 65) \text{ cm}^2$

Type 2  $\Rightarrow (60 \times 60) \text{ cm}^2$

Type 3  $\Rightarrow (50 \times 50) \text{ cm}^2$

Type 4  $\Rightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$

Type 5  $\Rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$

Type 6  $\Rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$

• **Armatures longitudinales :**

**Condition imposée par le RPA99/V2003 :**

Armatures minimales :  $0,8\% \times B$  en zone  $\Pi_a$ .

Armatures maximales  $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

$B$  : Section du poteau

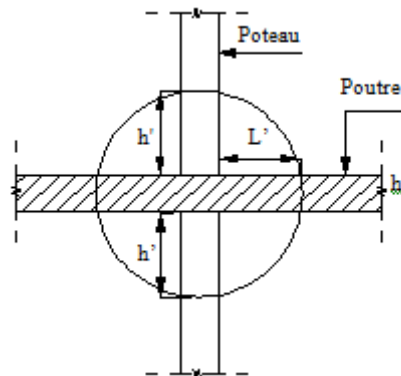
\* Longueur de recouvrement est de  $40 \cdot \phi$  en zone  $\Pi_a$  (RPA99/V2003).

\* Le recouvrement se fait, si c'est possible, à l'extérieur de la zone nodale qui est définie par le (RPA99/V2003).

\* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone  $\Pi_a$ .

\* Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique).

\* Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales :



*Figure VI.1.: La zone nodale*

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) \end{cases}$$

Avec

$h$ : la hauteur de la poutre.

$b$  et  $a$  : section d'un poteau.

$h_e$ : la hauteur libre entre deux étages.

**Règlement [BAEL91/Article A.8.1.21] :**

La section  $A_l$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} A_l \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ 0,2\% \leq A_l \leq 5\% B \end{cases} \Rightarrow \text{Pour une section entièrement comprimée.}$$

$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} B$  pour une section entièrement tendue.

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale  $c$  de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :  $c \leq \min(b+10\text{cm}; 40\text{cm})$  avec :  $b$  étant la petite côté du rectangle.

### Les armatures transversales

#### Conditions de RPA99 version 2003

Les armatures transversales des poteaux  $A_t$  sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$

Avec

$T_u$  : Effort tranchant;

$a$ : Hauteur totale de la section brute;

$f_e$ : Limite élastique des armatures transversales et

$\rho_a$ : Coefficient dépend de l'élançement géométrique  $\lambda_g$ .

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

$\delta_t$  : Espacement entre les armatures transversales;

Dans la zone nodale :  $\delta_t \leq \min(10\phi_1; 15 \text{ cm}) \dots \dots \dots$  (Zone II-a).

Dans la zone courante :  $\delta_t \leq 15\phi_1 \dots \dots \dots$  (Zone II-a).

Section minimale des armatures transversales:

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$  en % est donnée comme suit .

$$\text{Si } \begin{cases} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\% \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{a}$$

Avec:

**a et b** : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

**L<sub>f</sub>** : Longueur du flambement.

#### Conditions de [BAEL91] : [BAEL91/A.8.1.3].

Le diamètre des armatures transversales doit être :  $\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{l\max}$ .

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\phi_{l\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm}).$$

Avec :

**b** : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

$\Phi_{lmin}$  : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

**Tableau VI.3** : Tableau des efforts normaux et des moments fléchissant

	Cas des charges	Section	Pt(65*65) Cm <sup>2</sup>	Pt(60*60) Cm <sup>2</sup>	Pt(50*50) Cm <sup>2</sup>	Pt(45*45) Cm <sup>2</sup>	Pt(40*40) Cm <sup>2</sup>	Pt(30*30) Cm <sup>2</sup>
<b>ELUR</b>	Cas1	<b>Nmax</b> (KN)	3329.8721	2680.9052	2169.6971	1699.69	1063.4	654.93
		<b>M2cor</b> (KN.m)	2.3934	1.0726	3.0648	3.30	351.69	2.35
		<b>M3cor</b> (KN.m)	3.1335	4.90	4.798	17.95	19.27	12.27
<b>Accidentelles</b>	Cas2	<b>M2max</b> (KN.m)	80.3541	104.5374	86.99	89.4735	77.40	41.96
		<b>Ncor</b> (KN)	1995.3833	1454.5221	670.58	404.7414	2.42	171.12
	Cas 3	<b>M3max</b> (KN.m)	51.3169	61.6075	68.85	78.5196	81.098	56.24
		<b>Ncor</b> (KN)	397.2214	1556.3348	1254.59	823.22	545.05	146.07
	Cas4	<b>Nmax</b> (KN)	2972.9258	2083.9743	1658.1525	1300.9702	796.92	489.50
		<b>M2cor</b> (KN.m)	14.317	9.7413	8.5909	6.5122	2.42	12.76
		<b>M3cor</b> (KN.m)	44.608	26.097	14.20	14.888	13.53	14.91
	Cas5	<b>Nmin</b> (KN)	1.2298	1.0715	0.57	0.1391	0.14	0.04
		<b>M2cor</b> (KN.m)	7.5334	22.9694	0.9673	1.96	16.93	0.364
		<b>M3cor</b> (KN.m)	12.7336	13.7273	1.659	17.3204	1.04	7.09

**VI.4.1. : Calcul des armatures :**

Exemple de calcul : Poteau (65×65) cm<sup>2</sup>

**Les armatures longitudinales :**

b=65 cm    h = 65 cm    d = 58 cm    c =7cm

**1<sup>ère</sup> Cas**

**Sens x-x**

N=3329.8721 KN    M=2.3934 kN.m

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.3934}{3329.8721} = 0,0007 \text{ m} = 0,08 \text{ cm}$$

$e=0.08 < \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$  l'excentricité est inférieur à la moitié du noyau central, suivant le BAEL 91 [BAEL91/B.8.2.1], il s'agit d'une compression centrée.

**Vérification de l'application de la méthode forfaitaire ( $\lambda \leq 70$ ) :**

**Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \text{ avec : } l_f = 0,7 \times L_0 \text{ [BAEL91/VI.3] ; (bâtiment à usage multiple)}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \Rightarrow 3.46 \times \frac{210}{65} = 11,18$$

$\lambda < 70 \Rightarrow$  le calcul se fait à l'ELUR en tenant en compte les effets du second ordre d'une façon forfaitaire.

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

$$\alpha \begin{cases} \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \\ 50 \leq \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \end{cases}$$

$$\alpha=0.84$$

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

$$A' \geq \frac{1.15}{400 \times 100} \left( \frac{3329872.1}{0.84} - \frac{3969 \times 25 \times 100}{0,9 \times 1.5} \right)$$

$$A' \geq -97.34 \text{ cm}^2 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

**Sens y-y**

N=3329.8721KN    M=3.1335 KN.m

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3.1335}{3329.8721} = 0,09 \text{ cm}$$

$e=0.09 < \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$  l'excentricité est inférieur à la moitié du noyau central, suivant le BAEL 91 [BAEL91/B.8.2.1], il s'agit d'une compression centrée.

**Vérification de l'application de la méthode forfaitaire ( $\lambda \leq 70$ ) :**

**Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \quad \text{avec : } l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}] ; (\text{bâtiment à usage multiple})$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \Rightarrow 3.46 \times \frac{210}{65} = 11,18$$

$\lambda < 70 \Rightarrow$  le calcul se fait à l'ELUR en tenant en compte les effets du second ordre d'une façon forfaitaire

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

$$\alpha \begin{cases} \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \\ 50 \leq \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \end{cases}$$

$$\alpha = 0,84$$

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

$$A' \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left( \frac{3329872,1}{0,84} - \frac{3969 \times 25 \times 100}{0,9 \times 1,5} \right)$$

$$A' \geq -97,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

**2<sup>ème</sup> Cas**

$$N = 1995,3833 \text{ kN} \quad M = 80,3541 \text{ N.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{80,3541}{1995,3833} = 4,03 \text{ cm}$$

$e = 4,03 < \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$  l'excentricité est inférieure à la moitié du noyau central, suivant le BAEL 91 [BAEL91/B.8.2.1], il s'agit d'une compression centrée.

**Vérification de l'application de la méthode forfaitaire ( $\lambda \leq 70$ ) :**

**Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \quad \text{avec : } l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}] ; (\text{bâtiment à usage multiple})$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \Rightarrow 3.46 \times \frac{210}{65} = 11,18$$

$\lambda < 70 \Rightarrow$  le calcul se fait à l'ELUR en tenant en compte les effets du second ordre d'une façon forfaitaire

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

$$\alpha \begin{cases} \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \\ 50 \leq \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \end{cases}$$

$$\alpha = 0,84$$

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

$$A \geq \frac{1}{400 \times 100} \left( \frac{1995383,3}{0,84} - \frac{3969 \times 25 \times 100}{0,9 \times 1,15} \right)$$

$$A \geq -180,28 \text{ cm}^2 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

### 3<sup>ème</sup> Cas

$$N = 3972,214 \text{ Kn} \quad M = 51,3169 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{51,3169}{3972,214} = 0,0129 \text{ m}$$

$e = 1,29 < \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$  l'excentricité est inférieure à la moitié du noyau central, suivant le BAEL 91 [BAEL91/B.8.2.1], il s'agit d'une compression centrée.

**Vérification de l'application de la méthode forfaitaire ( $\lambda \leq 70$ ) :**

**Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3,46 \times \frac{l_f}{a} \quad \text{avec : } l_f = 0,7 \times L_0 \text{ [BAEL91/VI.3] ; (bâtiment à usage multiple)}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{a} \Rightarrow 3,46 \times \frac{210}{65} = 11,18$$

$\lambda < 70 \Rightarrow$  le calcul se fait à l'ELUR en tenant en compte les effets du second ordre d'une façon forfaitaire.

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

$$\alpha \begin{cases} \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \\ 50 \leq \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0,6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \end{cases}$$

$$\alpha = 0,84$$

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

$$A \geq \frac{1}{400 \times 100} \left( \frac{3972214}{0,84} - \frac{3969 \times 25 \times 100}{0,9 \times 1,15} \right)$$

$$A \geq -121,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

### 4<sup>ème</sup> Cas

**Sens x-x**

$$N = 2972,9258 \text{ kN} \quad M = 14,317 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14,317}{2972,9258} = 0,48 \text{ cm}$$

$e = 0,48 < \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$  l'excentricité est inférieure à la moitié du noyau central, suivant le BAEL 91 [BAEL91/B.8.2.1], il s'agit d'une compression centrée.

**Vérification de l'application de la méthode forfaitaire ( $\lambda \leq 70$ ) :**

**Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \quad \text{avec : } l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}] ; (\text{bâtiment à usage multiple})$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \Rightarrow 3.46 \times \frac{210}{65} = 11,18$$

$\lambda < 70 \Rightarrow$  le calcul se fait à l'ELUR en tenant en compte les effets du second ordre d'une façon forfaitaire.

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

$$\alpha \begin{cases} \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \\ 50 \leq \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0,6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \end{cases}$$

$$\alpha = 0,84$$

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

$$A' \geq \frac{1}{400 \times 100} \left( \frac{2972925,8}{0,84} - \frac{3969 \times 25 \times 100}{0,9 \times 1,15} \right)$$

$$A' \geq 151,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

**Sens y-y**

$$N = 2972,9258 \text{ Kn} \quad M = 44,608 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{44,608}{2972,9258} = 0,015 \text{ m}$$

$e = 1,50 < \frac{h}{12} = 5,42 \text{ cm}$  l'excentricité est inférieure à la moitié du noyau central, suivant le BAEL 91 [BAEL91/B.8.2.1], il s'agit d'une compression centrée.

**Vérification de l'application de la méthode forfaitaire ( $\lambda \leq 70$ ) :**

**Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \quad \text{avec : } l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}] ; (\text{bâtiment à usage multiple})$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{a} \Rightarrow 3.46 \times \frac{210}{65} = 11,18$$

$\lambda < 70 \Rightarrow$  le calcul se fait à l'ELUR en tenant en compte les effets du second ordre d'une façon forfaitaire

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

$$\alpha \begin{cases} \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \\ 50 \leq \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0,6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \end{cases}$$

$$\alpha = 0,84$$

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

$$A' \geq \frac{1}{400 \times 100} \left( \frac{2972925,8}{0,84} - \frac{3969 \times 25 \times 100}{0,9 \times 1,15} \right)$$

$$A' \geq 151,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

### 5<sup>ème</sup> Cas

#### Sens x-x

$$N = 1.2298 \text{ Kn} \quad M = 7.5334 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7,5334}{1,2298} = 613 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues :

$$M_1 = N \times e_0$$

#### Vérification de l'existence de A' :

$$M_1 = N \times e_0 \text{ Avec : } e_0 = e + \left( \frac{h}{2} - c \right) = 638,5 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 7,8522 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7852,2}{18,48 \times 65 \times 58^2} = 0,0019$$

$$\mu = 0,0019 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7852,2}{400 \times 0,999 \times 58} = 0,338 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0,338 - \frac{1229,8}{100 \times 400} = 0,308 \rightarrow A_{FC} = 0,308 \text{ cm}^2$$

#### Sens y-y :

$$N = 1.2298 \text{ Kn} \quad M = 12.7336 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12,7336}{1,2298} = 1035,42 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues:

$$M_1 = N \times e_0 .$$

#### Vérification de l'existence de A' :

$$M_1 = N \times e_0 \text{ Avec : } e_0 = e + \left( \frac{h}{2} - c \right) = 1060,92 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 13.047 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13047}{18,48 \times 65 \times 58^2} = 0,003$$

$$\mu = 0,003 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0037$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13047}{400 \times 0,998 \times 58} = 0,56 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0,56 - \frac{1229,8}{100 \times 400} = 0,53 \rightarrow A_{FC} = 0,53 \text{ cm}^2$$

**Armatures minimales :**

**Selon le BAEL91 :**  $A_{\min} \geq \max \left[ 0,2 \times \frac{b \times h}{100} ; 8 \times \frac{b+h}{100} \right] = 10,4 \text{ cm}^2$

**Selon le RPA :**  $0,8\% B = 33,8 \text{ cm}^2$

**Choix des armatures :**

6T20 + 8T16  $\Rightarrow A = 34,66 \text{ cm}^2$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{\max} = 41.188 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{41188}{65 \times 58 \times 10^2} = 0,11 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_l \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = 0,67 \text{ cm}$$

Donc on prendra  $\phi_l = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE235.

**Espacement des armatures transversales :**

**Suivant les règles BAEL 91 :**

$$\delta_t \leq \min(15\phi_{l\min}, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm}) = 24 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

**D'après les règles RPA 99/V2003 :** (zone II-a)

Dans la zone nodale :  $\delta_t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante :  $\delta_t \leq 15\phi_l = 24 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$

**Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{210}{65} = 3,57$$

$$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,58\% \times b \times \delta_t = 3,77 \text{ cm}^2$$

Détermination de la zone nodale :

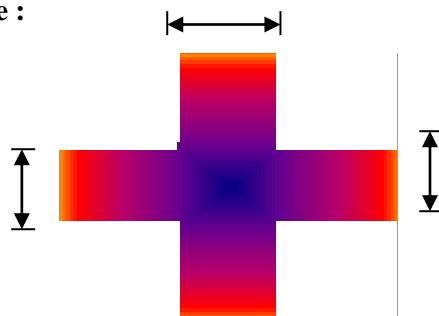


Figure .VI.2. : La zone nodale.

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2 \times h = 130 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) = 65 \text{ cm}$$

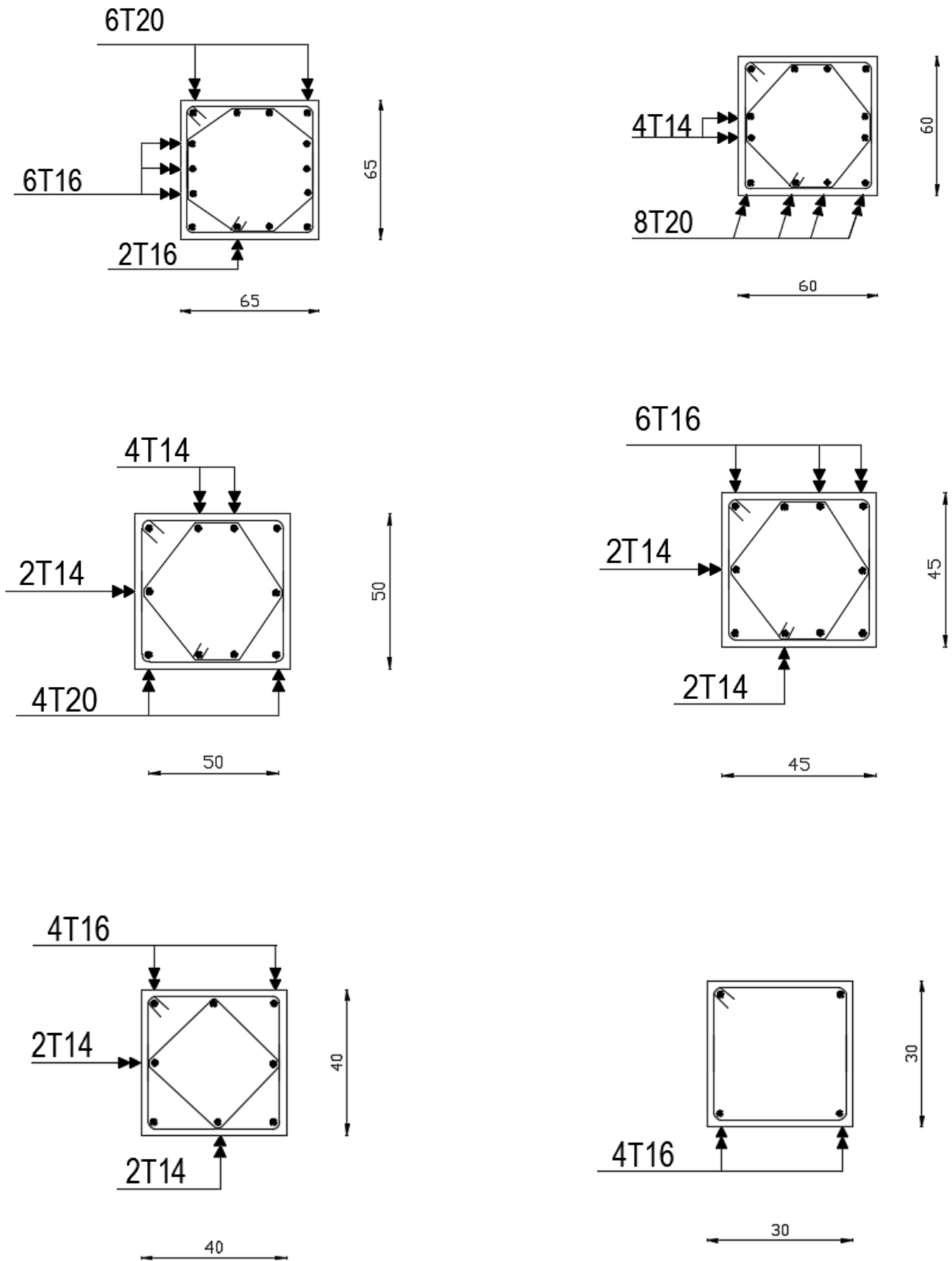
Longueur de recouvrement :  $L_r = 40\phi_{\max} = 80 \text{ cm}$

Tableau.VI.4 : Tableau récapitulatif des armatures du poteau (65x65).

Poteau	A en [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> RPA	Choix	Recouvrement
<b>65X65</b>				
1 <sup>er</sup> cas	0	33.8	6T20 +8T16=> A=34.66 cm <sup>2</sup>	80
2 <sup>ème</sup> cas	0			
3 <sup>ème</sup> cas	0			
4 <sup>ème</sup> cas	0			
5 <sup>ème</sup> cas	0.53			

Tableau.VI.5 : Tableau récapitulatif de toutes les armatures

Types	section	A (cal) cm <sup>2</sup>	A(RPA) cm <sup>2</sup>	A(BAEL) cm <sup>2</sup>	Choix	A [cm <sup>2</sup> ] adopté	Recouvrement
1	(65×65)cm <sup>2</sup>	0.56	33.8	10.4	6T20 +8T16	34.66	80
2	(60×60)cm <sup>2</sup>	1.05	28.8	9.6	8T20+4T14	31.29	80
3	(50×50)cm <sup>2</sup>	0.08	20	8	4T20+6T14	25.13	80
4	(45×45)cm <sup>2</sup>	1.07	16.2	7.2	6T16+4T14	21.81	64
5	(40×40)cm <sup>2</sup>	2.46	12.8	6.4	4T16+4T14	14,2	64
6	(30×30)cm <sup>2</sup>	3.98	7.2	4.8	4T16	8.04	64



*Figure.VI.3 : Dessin de ferrailage des poteaux*

## VII. Etude des voiles :

### VII.1.Introduction :

Le voile en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Il se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher. Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

-Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

Voiles périphérique (sous-sol).

Voile de contreventement.

### VII.2.Plan de repérage des voiles :

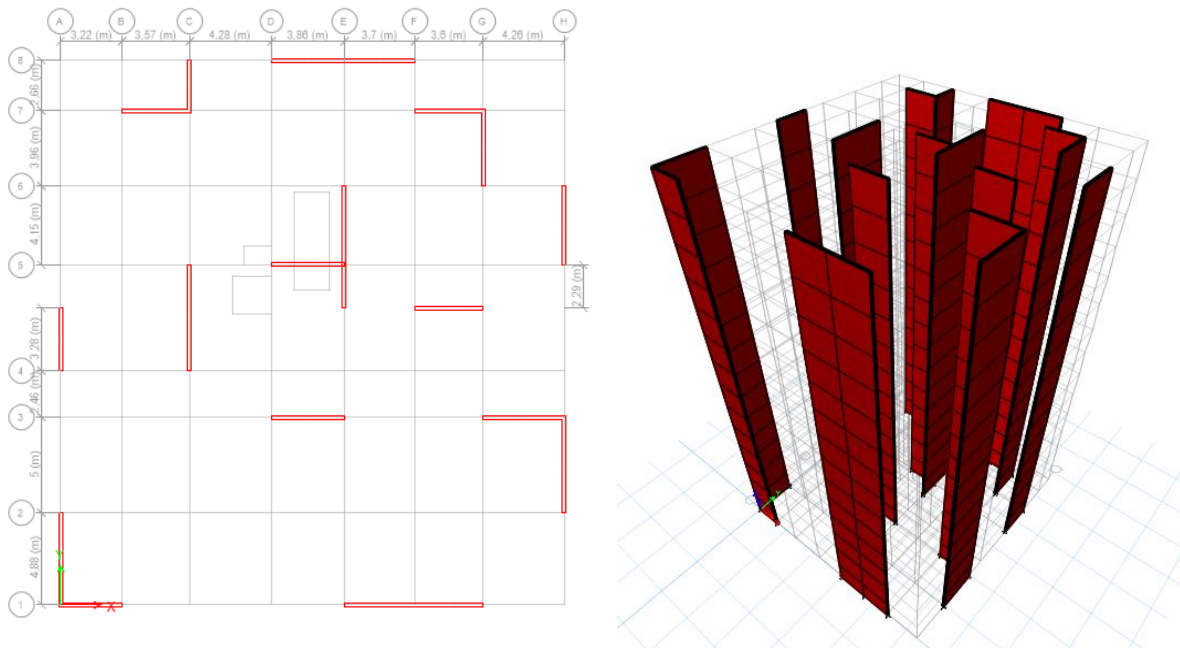


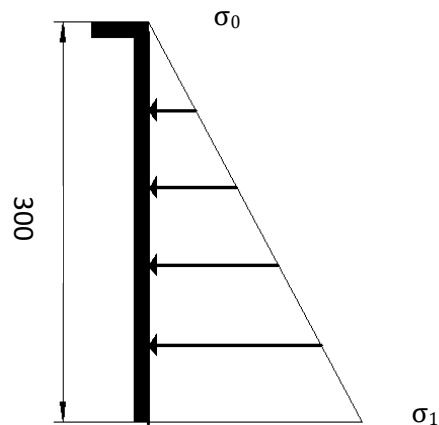
Figure.VII.1. : Plan de repérage des voiles en plan et en 3D

### VII.3.Etude des voiles périphériques :

Les voiles périphériques constituent avec les poteaux périphériques une caisse rigide qui résiste aux efforts tranchant dus au séisme

- ✓ Epaisseur  $\geq 15\text{cm}$
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

**VII.3.1. Détermination des sollicitations :**



*Figure VII.2. : Poussée des terres*

**a) Calcul de la poussée des terres :**

**h** : la hauteur de voile ;  $h = H - 50 \Rightarrow h = 250\text{cm}$  avec : H: la hauteur d'étage.

**$\varphi$**  : Angle de frottement ;  $\varphi = 40^\circ$

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi (\delta : \text{frottement mur / sol})$$

**$\gamma$**  : Poids volumique des terres ;

**$K_p$**  : Coefficient de poussée des terres ;

**$K_q$**  : Coefficient due aux surcharges

$$\gamma = 2000 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow K_a = 0,217$$

**b) Calcul des contraintes :**

$$\sigma_i = K_a \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 250 \Rightarrow \sigma_1 = 0,217 \times 20 \times 2,50 = 10,85 \text{ kN/m}^2$$

On va considérer que le voile comme une dalle qui s'appuie sur 4 côté avec une charge uniformément répartie q .

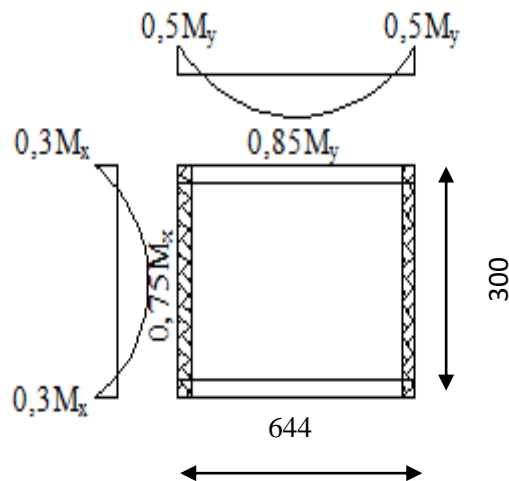


Figure VII.3 : Panneau utilisée avec le diagramme des moments fléchissant

$$\xi = \frac{l_x}{l_y} ; \text{ avec } l_x \leq l_y \Rightarrow \xi = \frac{300}{644} = 0,46$$

Donc :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{La charge est uniformément répartie.} \\ 0,4 \leq \xi \leq 1 \end{array} \right. \Rightarrow$  dalle qui porte suivant les deux sens.

$$q = \frac{\sigma_1 + \sigma_0}{2} \Rightarrow q = 5,43 \text{ kN/m}^2$$

c) **Combinaisons fondamentales :**

• **Etat limite ultime (ELUR) :**

$$\bar{q}_u = 1,35 \times q \Rightarrow \bar{q}_u = 7,33 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $q_u = \bar{q}_u \times 1\text{m} = 7,33 \text{ kN/m}$

• **Etat limite service (ELS) :**

$$\bar{q}_{ser} = q \Rightarrow \bar{q}_{ser} = 5,43 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :  $q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 1 \text{ m} = 5,43 \text{ kN/m}$

d) **Calcul des sollicitations**

$$\text{ELUR} : \begin{cases} \mu_x^u = 0,1002 \\ \mu_y^u = 0,250 \end{cases} \quad \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0,1032 \\ \mu_y^{ser} = 0,341 \end{cases}$$

• **Etat limite ultime (ELUR)**

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 6,61 \text{ kN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \Rightarrow M_y^u = 1,65 \text{ kN.m}$$

• **Etat limite service (ELS)**

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{ser} = 5,04 \text{ kN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \Rightarrow M_y^{ser} = 1,72 \text{ kN.m}$$

e) **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable  $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

f) **Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h - C_x = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 20 - 3,5 = 16,5 \text{ cm}$$

**Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]**

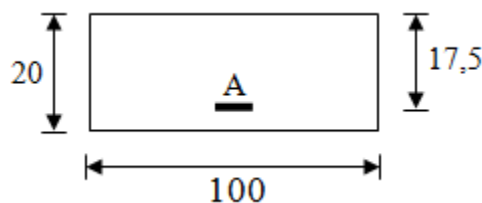
Ecartement des armatures :  $\delta \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

*Tableau VII.1 : tableau récapitulatif des sollicitations*

Sens	x-x		y-y	
	ELUR	ELS	ELUR	ELS
<b>Combinaisons</b>				
<b>Moment en travée en [kN.m]</b>	5.618	4.284	1,238	1,290
<b>Moment en appui en [kN.m]</b>	-1.983	-1,512	-0,413	-0,86

Le ferrailage en appuis et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée).

➤ **Sens X-X :**



*Figure VII.4: Section de calcul en travées*

• **Etat limite ultime (ELUR)**

$$M_{tx}^u = 5618 \text{ N.m}$$

-**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5618}{14,17 \times 100 \times 17,5^2} = 0,0129$$

$$\mu = 0,0129 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{Á N'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

-**Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5618}{348 \times 0,993 \times 17,5} = 0,93 \text{ cm}^2.$$

-**Condition de non fragilité :**

$$\text{Pour une dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,60 \text{ cm}^2$$

-**Condition exigée par le RPA99/Version 2003 :**

Le RPA version 2003 préconise un pourcentage minimum de 0.10% de la section dans les deux sens, et sera disposé en deux nappes

$$A_t = 0,10\% \times S = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{RPA}; A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 2 \text{ cm}^2$$

-**Choix des armatures :** 5T10/ml  $\longrightarrow$  A=3,93 cm<sup>2</sup>/ml

• **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{tx}^{ser} = 4284 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,590 \Rightarrow D = 0,590$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17,5 \times 0,590 = 20,65 \Rightarrow E = 20,65$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,99 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 12877 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{4284}{12877} = 0,333 \Rightarrow K = 0,333$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1,329 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 67,48 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 1.329 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 67.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.}$$

➤ Sens Y-Y

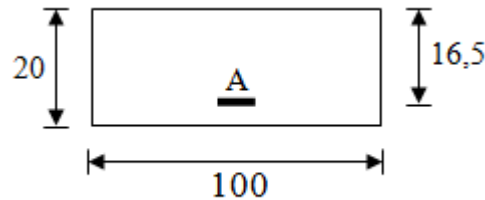


Figure VII.5: Section de calcul en travées

• Etat limite ultime (ELUR)

$$M_{ty}^u = 1238 \text{ N.m}$$

-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{1238}{14,17 \times 100 \times 16,5^2} = 0,0032$$

$$\mu = 0,0032 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A N'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0041$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

-Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{1238}{348 \times 0,998 \times 16,5} = 0,22 \text{ cm}^2.$$

-Condition de non fragilité :

$$\text{Pour une dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,60 \text{ cm}^2$$

-Condition exigé par le RPA99/Version 2003 :

Le RPA version 2003 préconise un pourcentage minimum de 0.10% de la section dans les deux sens, et sera disposé en deux nappes

$$A_i = 0,10\% \times S = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{RPA}; A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 2 \text{ cm}^2$$

-Choix des armatures : 5T10/ml  $\longrightarrow$  A=3,93 cm<sup>2</sup>/ml

• Etat limite de service (ELS)

$$M_{ty}^{ser} = 1290 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,590 \Rightarrow D = 0,590$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16,5 \times 0,590 = 19,45 \Rightarrow E = 19,45$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,86 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 11335,50 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1290}{11335,50} = 0,114 \Rightarrow K = 0,114$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,440 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 21,61 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0,440 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 21,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.}$$

sens	X-X		Y-Y	
	appuis	travée	appuis	travée
combinaisons				
$A_{cal}(\text{cm}^2)$	2	2	2	2
$A_{choisi}(\text{cm}^2)$	5T10=3.93	5T10=3.93	5T10=3.93	5T10=3.93

#### VII.4. Etude des voiles de contreventement :

##### VII.4.1. Conception et calcul des voiles :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'ait pas d'excentricité (torsion) et ils ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).

L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

##### VII.4.2. Méthode de calcul du ferrailage :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable.

Les armatures des voiles seront calculées à la flexion composée, par la méthode des contraintes avec une vérification selon les normes du RPA version 2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).

- ✓ Armatures transversales.

Les contraintes extrêmes au niveau des abouts des voiles sont calculées suivant le principe de Navier-Bernoulli comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_a = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_b = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I} \end{cases}$$

#### VII.4.3. Détermination la nature de la section du voile :

- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).
- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).
- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC)

#### VII.4.4. Calcul des armatures verticales :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant (**M**) et l'effort normal (**N**) sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente (**G**), d'exploitation (**Q**) ainsi que les charges sismiques (**E**).

- **Condition de l'article 7.7.4.1/ RPA99, V2003 :**

→ **Les armatures minimales :**

- À chacune des extrémités du voile →  $A_v \geq 4HA10$  ;
- En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\%] \times 2A_v$$

$$A'_v = \max(A_1; A_2).$$

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0,20% de la section.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

→ **Espacement des barres verticales :**

$$S = \min(1,5 \times e; 30\text{cm}) \rightarrow \text{en zone courante;}$$

A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la largeur du voile. cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm

$$\text{Le diamètre des barres verticales du voile : } \phi \leq \frac{L}{10}.$$

#### VII.4.5. Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{c28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\delta_s}} \text{ Avec: } k=1; \delta_s=1.$$

• **Disposition des armatures : [Article 7.7.4.2/ RPA99, V2003]**

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

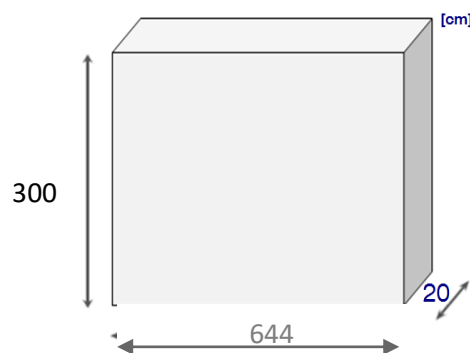
Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

→  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible.

→  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

**VII.4.6.Exemple de calcul :**



*Figure VII.6 : dimension du voile*

*Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des dimensions du voile.*

L [m]	h[m]	a [m]
6.44	3.00	0,2

Avec :

**L** : La longueur du voile de contreventement en (m) ;

**h** : La hauteur du voile de contreventement en (m) ;

**a** : L'épaisseur du voile de contreventement en (m).

• **Les sollicitations de calcul :**

À l'aide du fichier des résultats obtenue à partir du logiciel **Etabs**, on obtient les sollicitations suivantes :

**Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations.**

M [KN.m]	N[KN]	T [KN]
1688.065	4672.80	799.504

**Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif des coefficients.**

I [m <sup>4</sup> ]	Ω [m <sup>2</sup> ]	v [m]
$\frac{a \times L^3}{12}$	a×L	$\frac{L}{2}$
4.45	1.29	1,50

Avec :

**I:**Inertie du voile en (m<sup>4</sup>);

**Ω:**Surface en plan du voile en (m<sup>2</sup>) ;

**v:**La position de l'axe neutre en (m).

• **Armatures verticales :**

Les contraintes extrêmes au niveau des abouts du voile sont calculées suivant le principe de Navier-Bernoulli comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times v}{I} = 17847.59 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times v}{I} = -10602.94 \end{cases}$$

❖ **Calcul de L<sub>t</sub>, L' et d:**

**Tableau VI.5 : Tableau de calcul de L<sub>t</sub>, L' et d.**

L <sub>t</sub> [m]	L' [m]	d [m]
$L \times \left( \frac{\sigma_b}{\sigma_a + \sigma_b} \right)$	L - L <sub>t</sub>	$\min \left( \frac{L}{2} ; \frac{2 \times L'}{3} \right)$
2.40	4.04	2.69
Conclusion	<b>d &gt; L<sub>t</sub></b> donc d dans la zone comprimée alors $\sigma'_2 = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1 \times v'_1}{I'} = 0$ et d = L <sub>t</sub>	

❖ Calcul du moment  $M_1$  et effort normale  $N_1$  :

**Tableau VI.6 :** Tableau de calcul du moment  $M_1$  et effort normale  $N_1$ .

$I' [m^4]$	$v'_1 [m]$	$\Omega' [m^2]$	$N_1 [KN]$	$M_1 [KN.m]$
$\frac{a \times L_t^3}{12}$	$\frac{L_t}{2}$	$a \times L_t$	$\left(\frac{\Omega'}{2}\right) \times (\sigma_2 + \sigma'_2)$	$\left(\frac{I'}{2 \times v'_1}\right) \times (\sigma_2 - \sigma'_2)$
0.23	1.2	0,48	-2544 .70	1016.11

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0,39 < \frac{d}{6} = 0,45 \left. \vphantom{\frac{M_1}{N_1}} \right\} \rightarrow \text{Section entièrement tendue (S.E.T).}$$

N est un effort de traction

**Tableau VI.7 :** Tableau des armatures verticales

c' [cm]	c [cm]	$e_1 [m]$	$e_2 [m]$	$A'_s [cm^2]$	$A''_s [cm^2]$	$A_s [cm^2]$	$A_s / ml / Face [cm^2]$
		$\frac{d}{2} - e_0 - c$	$\frac{h}{2} + e_0 - c'$	$\frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e}$	$\frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e}$	$A'_s + A''_s$	$\frac{A_s}{2 \times L_t}$
2	2	1.72	1,09	2.47	3.90	6.37	1.32

❖ Armatures minimales exigées par l'article 7.7.4.1/ RPA99, V2003 :

**Tableau VI.8 :** Tableau des armatures minimales par le RPA99, V2003.

b [m]	$L_t [m]$	$A_{RPA} [cm^2]$	$A_{RPA} / ml / Face [cm^2]$
		$0,20\% \times b \times L_t$	$\frac{A_{RPA}}{2 \times L_t}$
0,20	2.40	9.6	2

Avec :

**b :** L'épaisseur du voile de contreventement

en (m) ;

**$L_t$  :** La longueur de la section tendue en (m).

**Le pourcentage minimal :**

**Tableau VI.9 :** Tableau des armatures minimales exigées par le RPA99, V2003.

b [m]	L [m]	$A_{min} [cm^2]$	$A_{min} / ml / Face [cm^2]$
		$0,15\% \times b \times L$	$\frac{A_{min}}{2 \times L_t}$
0,20	6.44	19.32	4.03

**Tableau VI.10 :** Tableau des armatures.

$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{RPA}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{SV}$ [cm <sup>2</sup> ]
			$\max(A_s ; A_{RPA}; A_{min})$
<b>1.32</b>	9.6	19.32	19.32

**Tableau VI.11 :** Tableau de la section d'armature adoptée

On adopte	
Zone courante	Zone d'about
18T12	9T12
$A_s = 20,36\text{cm}^2$	$A_s = 10.18 \text{ cm}^2$

**Espacement des barres verticales S :**

**Tableau VI.12 :** Tableau des espacements des armatures

	Formule	Valeur [cm]
Zone courante (l'espacement se prend en fonction du nombre de barre)	$S \leq \min(1,5 \times e; 30\text{cm})$	20
Zone d'about (sur $L/10$ de la largeur du voile)	$S' = \frac{S}{2}$	10

**Longueur de recouvrement  $L_r$  :**

**Tableau VI.13 :** Tableau de la longueur de recouvrement.

$\Phi_{l_{max}}$ [mm]	$L_r$ [cm]
	$40\Phi_{l_{max}}$
<b>12</b>	<b>48</b>

- Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b \times \delta_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\delta_s}} \text{ Avec: } \begin{cases} k=1; \\ \delta_s=1; \\ \text{Pas de reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

**Tableau VI.14 :** Tableau de la longueur de recouvrement

				$\tau_u$ [MPa]	$f_{t28}$ [MPa]	$A_t$ [cm <sup>2</sup> ]
b [cm]	$\delta_t$ [cm]	$f_e$ [MPa]	Formule	$\frac{1,4 \times T_u}{b \times d}$	$0,6 + 0,06 f_{c28}$	$\frac{(b \times \delta_t) \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \times \frac{f_e}{\delta_s}}$
20	20	400	Valeur	2.07	2,1	1.6

**Remarque :**

Pour vérifier les conditions d'espacement pour les armatures horizontales, on adopte le ferrailage minimum suivant :

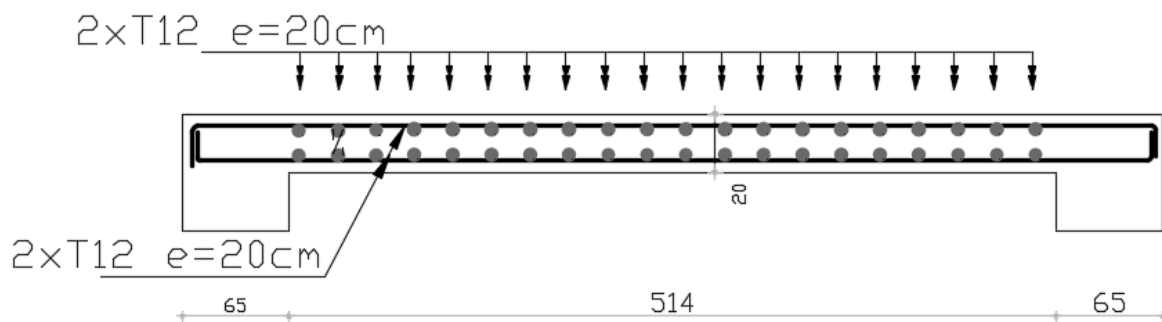
$T10/e = 20\text{cm}$  à chaque nappe pour les armatures parallèles aux parements du voile.

- Vérification de la contrainte de cisaillement : [Article 7.7.2/ RPA99, V2003]

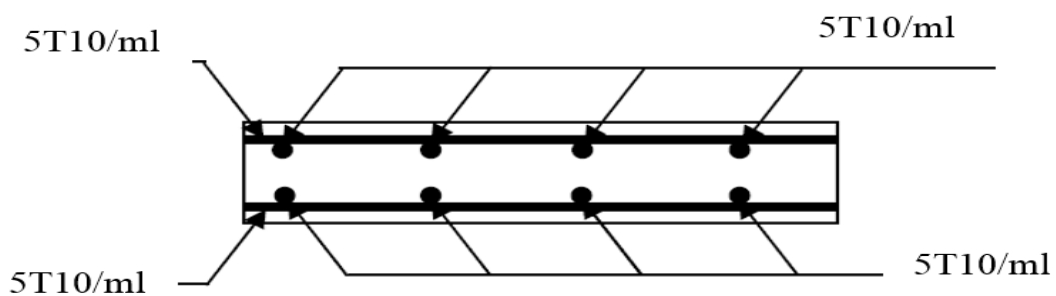
La contrainte de cisaillement dans le béton du voile doit être limitée comme suit :

**Tableau VI.15 :** Tableau de vérification si les armatures transversales sont nécessaires.

		T' [KN]	1 <sup>ere</sup> condition $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$		2 <sup>eme</sup> condition	Conclusion
			$\tau_u$ [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]		
T[KN]	Formule	1,4 T	$\frac{T'}{e \times d}$	$\min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$	Il n'y a pas de reprise de bétonnage	C.V
799.504	Valeur	1119.31	2.07	3.33		Les armatures transversales ne sont pas nécessaires



**Figure VII.7 :** Ferrailage du voile de contreventement



**Figure VII.8 :** Ferrailage du voile périphérique

## VIII. Etude des fondations :

### VIII.1. Introduction :

Les fondations d'une structure sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

- Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :
  - Type d'ouvrage à construire ;
  - Les caractéristiques du sol support ;
  - La nature et l'homogénéité du bon sol ;
  - La capacité portante du terrain de fondation ;
  - La charge totale transmise au sol ;
  - La raison économique et la facilité de réalisation.

### VIII.2. Pré dimensionnement des semelles :

#### ❖ Semelle de centre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sol} = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B \end{array} \right.$$

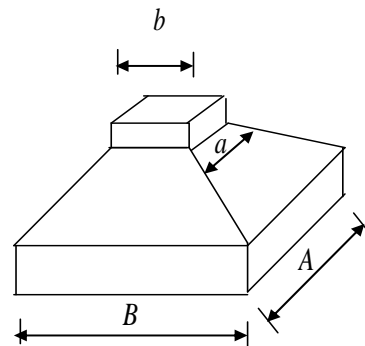


Figure VII.1 : Dimension d'une semelle isolée

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

$$N_u = 3321.4037 \text{ kN}$$

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

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

$$A = \left(\frac{65}{65}\right) \cdot B \rightarrow A = B$$

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{3321403.7}{250}} = 364.49 \text{ cm}$$

#### ❖ Semelle de rive :

$$N_u = 3303.5795 \text{ KN} \rightarrow B = A \geq 114.95 \text{ cm}$$

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées, on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchent aussi, pour cela on opte pour un radier général.

### VIII.3. Etude du radier général :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

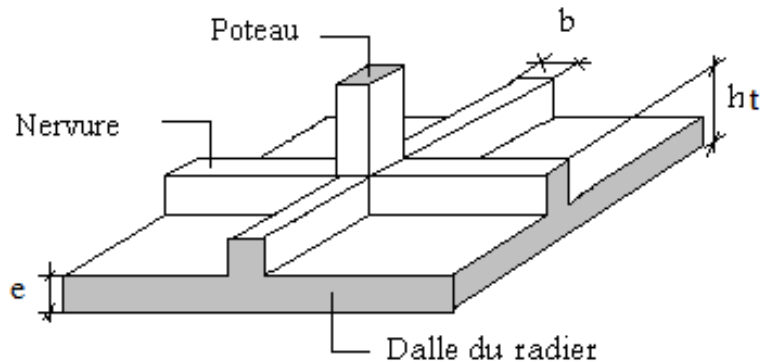


Figure VIII.2 : radier nervuré.

#### VIII.3.1. Mode de fonctionnement du radier :

- 1- Le radier reçoit les actions ascendantes du sol ;
- 2- Hypothèse de répartition uniforme : Elle exige une grande rigidité, donc de forte section avec armature dense ;
- 3- Différence fondamentale avec les planchers :

• La dalle par sa masse propre s'oppose aux actions du sol et est portée gratuitement.

• Les poutres intermédiaires de fortes sections ont une masse propre importante qui n'est pas prise en compte pour le calcul de l'armature.

#### Remarque :

Le radier est assimilé à un plancher renversé, appuyé sur les poteaux et les voiles.

[BAEL91/B.9,3]

Il sera calculé à la flexion simple avec les combinaisons d'action suivantes :

- L'état limite ultime de résistance :
- Situation durable et transitoire :

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

- Situation accidentelle :

$$ACC1 \rightarrow G + Q + E$$

$$ACC2 \rightarrow G + Q - E$$

$$ACC5 \rightarrow 0.8G + E \quad [RPA99/10.1.4.1]$$

$$ACC6 \rightarrow 0.8G - E$$

- L'état limite de service:

$$ELS \rightarrow G + Q$$

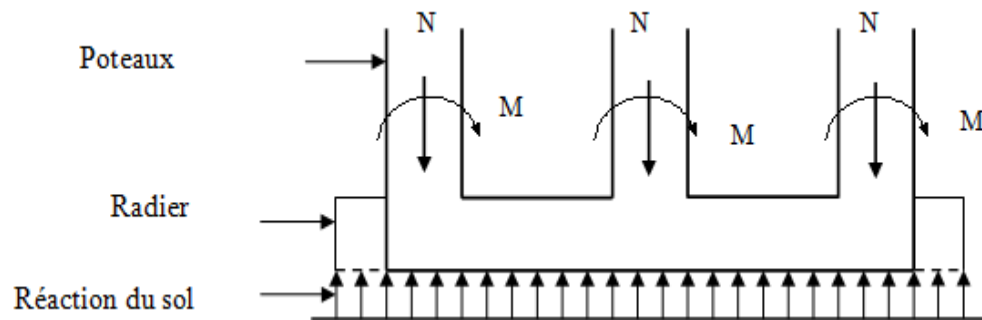


Figure VIII.3 : Schéma d'un radier général.

### VIII.3.2 Pré dimensionnement:

#### VIII.3.2.1 Hauteur totale du radier :

Le pré dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous pression.

- Cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1) Condition forfaitaire ;
- 2) Condition de rigidité ;
- 3) Condition de non cisaillement et
- 4) Condition de non poinçonnement.

#### ❖ La dalle :

- Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

$L_{\max}$ : longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 6,44m \Rightarrow 25,76cm \leq h_1 \leq 32,5 cm$$

$h_1=30\text{cm}$

- **Condition de non cisaillement : [CBA93/A5.2,2]**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.17 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \overline{\tau_u} \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$\tau_u$  : Contrainte tangente ;

$\overline{\tau_u}$  : Contrainte tangente admissible ;

$T^{\max}$  : Effort tranchant max.

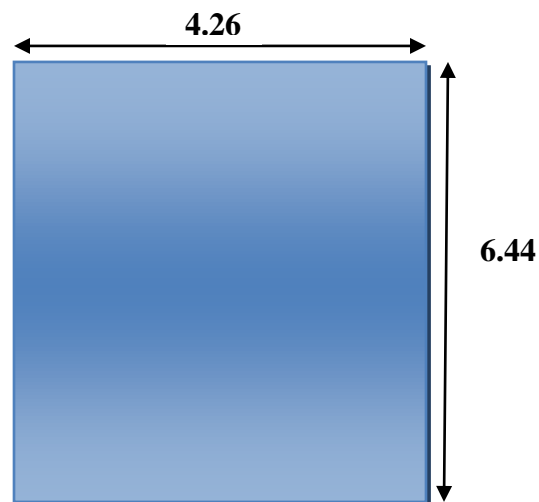
$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a  $\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.26}{6.44} = 0.66 \Rightarrow$  le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

-Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_x = q \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad ; \quad T_y = q \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$



*Figure VIII .4 : Dimensions d'un panneau de dalle le plus défavorable.*

**Calcul  $q_u$  :**

- La surface du radier :

$$S = 727.1528 \text{ m}^2$$

- Le poids de superstructure :

$$G = 114185,1638 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \frac{114185,1638}{727.1528} + 1.5 \times 2,5 = 215,74 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$T_x = 385.68 \text{ KN.}$$

$$T_y = 111.63 \text{ KN}$$

$$T^{\max} = 385.68 \text{ KN}$$

$$h_2 \geq \frac{385.68}{0.9 \times 1 \times 1.17 \times 10^3} = 0.366 \text{ m} \Rightarrow h \geq 36.6 \text{ cm}$$

$$h_2 = 50 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

*Tableau VIII.1 : Tableau de l'épaisseur à adopter pour la dalle du radier nervuré.*

	$h_1$ [cm]	$h_2$ [cm]	$h \geq \max(h_1 ; h_2)$ [cm]
<b>Valeur</b>	30	50	50

❖ **Nervure :**

• **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par : } L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne  $K = 1000 \text{ MN/m}^3$

E : module d'élasticité du béton  $E = 3,21 \times 10^4 \text{ MPa}$

I : inertie du radier ( $I = \frac{b \times h^3}{12}$ ) ;

B : largeur du radier.

Pour notre cas :  $L = 6,44 \text{ m}$ .

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 12}{3,21 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 6,44}{3,14}\right)^4} \Rightarrow h_1 \geq 68,2 \text{cm}$$

$$h_1 = 70 \text{cm}$$

• **Condition de la flèche :**

$$\text{On a : } \frac{L_{max}}{15} \leq h_2 \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$42,93 \leq h_2 \leq 64,4 \text{cm}$$

$$h_2 = 60 \text{cm}$$

• **Condition de non poinçonnement :**

$$\text{Il faut que : } N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 + (a_1 + b_1) \text{ et } \begin{cases} a' = a + h \\ b' = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 2 + (a + b + 2h)$$

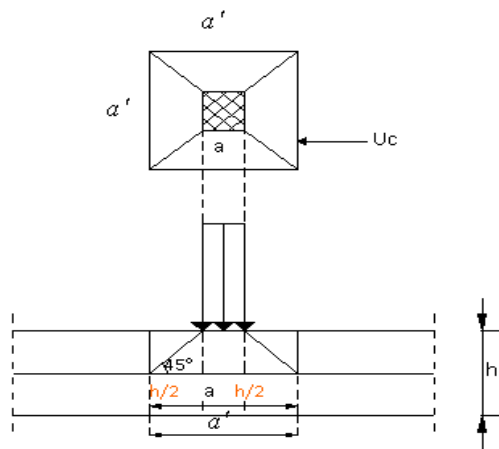


Figure VIII.5 : Dimensionnement du feuillet moyen

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier en (m) ;

$h$  : Épaisseur du radier en (m) ;

$N_u$  : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'ELUR en (KN).

$N_{u \max} = 3321,4037 \text{KN}$  appliquée par un poteau de section carré (65x65) cm<sup>2</sup>

$$h_3 \geq 0,96 \text{m}$$

- Condition de coffrage : (largeur de la nervure)

$$\text{On a : } b \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$b \geq \frac{6.44}{10} = 0,64\text{m}$$

Tableau VIII.2: Tableau de la largeur de la nervure.

	$L_{max}$ [cm]	b[cm]	On adopte
Valeur	644	64	b = 65cm

Résumé:

Tableau VIII.3 : Tableau des dimensions du radier nervuré.

Épaisseur de la dalle du radier	h[cm]	50
Dimensions de la nervure	$h_N$ [cm]	100
	b[cm]	65

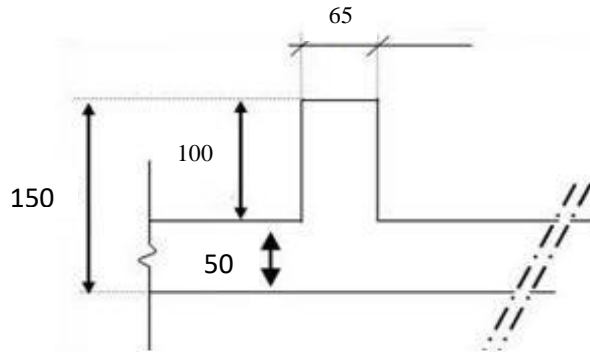


Figure VIII.6 : Dimensions du radier.

### VIII.3.2.2 : Pré-dimensionnement des poutres :

-On distingue deux types de poutres apparentes :

- Poutres principales et
- Poutres secondaire.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $0.3h \leq b_0 \leq 0.7h$
- $b_1 \leq \min \left( \frac{L-b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right)$

$$- b = 2 b_1 + b_0$$

Tableau VIII.4: Tableau des dimensions de la poutre

	$L_{max}$ [cm]	$h$ [cm]	$h_0$ [cm]	$b_0$ [cm]	$b_1$ [cm]	$b$ [cm]
<b>Poutre principale</b>	644	150	50	50	60	170
<b>Poutre secondaire</b>	426	150	50	50	40	130

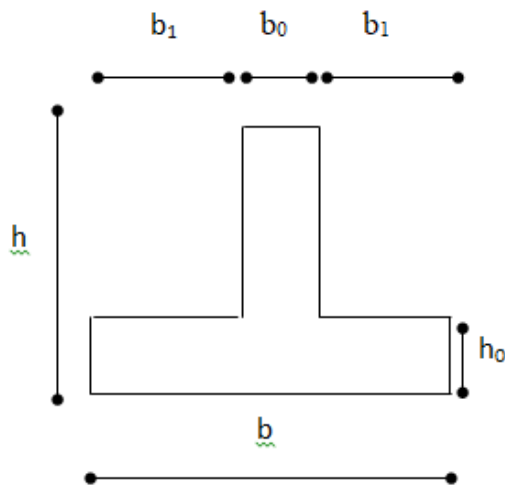


Fig.VIII.7 : Dimensions de la poutre.

**Surface nécessaire  $S_{néc}$  :**

Pour déterminer la surface du radier in faut que :  $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_u}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{néc} \geq \frac{342043,7235}{250} = 1368,17m^2$$

**Constataion :**

On constate que la surface nécessaire  $S_{néc}$  est supérieur à la surface du bâtiment  $S_{bat}$  ( $S_{néc} > S_{bat}$ ), alors on a besoin d'un débord qui est calculer par la formule suivante :

$$l_d \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{150}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 75 \text{ cm}$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur  $l_d = 1 \text{ m}$  de chaque côté

**Tableau VIII.5: Tableau de calcul de la surface du radier nervuré.**

	$S_{\text{bat}} \text{ [m}^2\text{]}$	$P \text{ [m}^2\text{]}$	$l_d \text{ [m]}$	$S_{\text{radier}} \text{ [m}^2\text{]}$
				$S_{\text{bat}} + l_d \times P$
<b>Valeur</b>	727.1528	112.0277	1	839,18

Avec :

$S_{\text{radier}}$ : Surface du radier en (m<sup>2</sup>).

$S_{\text{bat}}$ : Surface totale du bâtiment en (m<sup>2</sup>).

$P$ : Le périmètre du bâtiment en (m).

- Détermination des sollicitations :
- Caractéristiques du radier :

**Tableau VIII.6 : Tableau des caractéristiques du radier récapitulatif**

Dimension				Moment d'inertie		Centre de gravité		Surcharge d'exploitation
$h$ [cm]	$h_d$ [c m]	$h_N$ [c m]	$S_{\text{radier}}$ [ m <sup>2</sup> ]	$I_{xx}$ [m <sup>4</sup> ]	$I_{yy}$ [m <sup>4</sup> ]	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$Q_r$ [KN]
								$5 \times S_{\text{radier}}$
150	50	100	839,18	181082.938	166901.072	13.1566	13.6210	4195.9

**Combinaisons d'actions :**

État limite ultime (ELU) :

**Tableau VIII.7 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.**

Situation	Formule	$N_u^1$ [KN]	$N_u^2$ [KN]	$N_u$ [KN]	$M_x$ [KN.m]	$M_y$ [KN.m]
				$N_u^1 + N_u^2$		
<b>Situation durable et transitoire</b>	$\frac{(1,35G+1,5Q)}{N_u^1} + \frac{(1,5Q_r)}{N_u^2}$	175000,5689	6293.85	181294,41	-256,4346	-147,561
<b>Situation accidentelle</b>	$\frac{(G+Q\pm E)}{N_u^1} + \frac{(Q_r)}{N_u^2}$	127749,3335	4195.9	131945,23	-1478,9556	-859,275

$N_u^1$  : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Etabs sous la combinaison ELUR.

Avec :

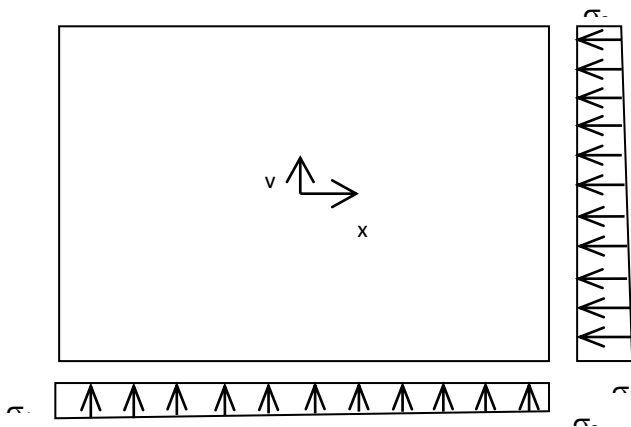
$M_x$  et  $M_y$  : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée.

**État limite de service (ELS) :**

**Tableau VIII.8 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS**

État	Formule	$N_s^1$ [KN]	$N_s^2$ [KN]	$N_s$ [KN]	$M_x$ [KN.m]	$M_y$ [KN.m]
				$N_s^1 + N_s^2$		
ELS	$\frac{(G+Q)}{N_s^1} + \frac{(Q_r)}{N_s^2}$	127749,3335	4195.9	131945,233	-184,8692	-107,4096

**Vérification des contraintes sous radier :**



**Figure.VIII.8 : Distribution des contraintes sous le radier**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  : Contraintes du sol sous la structure (sous le radier) en (bar) ;

$\sigma_{\text{moy}}$  : Contraintes moyenne du sol en (bar)

$\bar{\sigma}_{\text{adm}}$  : Contraintes admissible du sol en (bar).

**État limite ultime (ELU) :**

*Tableau VIII.9 : Tableau de vérification des contraintes sous radier à l'ELU.*

Sens	N <sub>u</sub> [KN]	I <sub>xx</sub> [m <sup>4</sup> ]	σ <sub>sol</sub> [bar]	σ̄ <sub>adm</sub> [bar]	S <sub>radier</sub> [m <sup>2</sup> ]	σ <sub>1</sub> [bar]	σ <sub>2</sub> [bar]	Condition σ <sub>1,2</sub> ≤ σ̄ <sub>adm</sub>		σ <sub>moy</sub> [bar]
				2 × σ <sub>sol</sub>				σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	
X	181294,41	181082.938	2,5	5	839,18	2,16	2,16	CV	CV	2,16
Y		166901.072						CV	CV	

**État limite de service (ELS) :**

*Tableau VIII.10: Tableau de vérification des contraintes sous radier à l'ELS*

Sens	N <sub>s</sub> [KN]	I <sub>xx</sub> [m <sup>4</sup> ]	σ <sub>sol</sub> [bar]	σ̄ <sub>adm</sub> [bar]	S <sub>radier</sub> [m <sup>2</sup> ]	σ <sub>1</sub> [bar]	σ <sub>2</sub> [bar]	Condition σ <sub>1,2</sub> ≤ σ̄ <sub>adm</sub>		σ <sub>moy</sub> [bar]
				2 × σ <sub>sol</sub>				σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	
X	131945,23	181082.938	2,5	5	839,18	1,57	1,57	CV	CV	1,57
Y		166901.072						CV	CV	

**Situation accidentelle (ACC) :**

*Tableau VIII.11: Tableau de vérification des contraintes sous radier a la situation ACC*

Sens	N <sub>ACC</sub> [KN]	I <sub>xx</sub> [m <sup>4</sup> ]	σ <sub>sol</sub> [bar]	σ̄ <sub>adm</sub> [bar]	S <sub>radier</sub> [m <sup>2</sup> ]	σ <sub>1</sub> [bar]	σ <sub>2</sub> [bar]	Condition σ <sub>1,2</sub> ≤ σ̄ <sub>adm</sub>		σ <sub>moy</sub> [bar]
				2 × σ <sub>sol</sub>				σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	
X	137204,72	181082.938	2,5	5	839,18	1,63	1,63	CV	CV	1,63
Y		166901.072						CV	CV	

**VIII.3.3 : Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous pression hydrostatatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

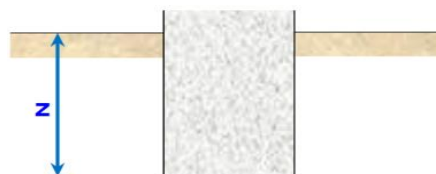
Avec :

**P** : Poids de la structure en (t) .

**S**: Surface d'assise de la structure en (m<sup>2</sup>) .

**γ**: Poids volumique de l'eau en (1t/ m<sup>3</sup>) .

**Z**: L'ancrage en (m).



*Figure.VIII.9: Encrage de la structure.*

Tableau VIII.12 : Tableau de vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement.

P [t]	S [m <sup>2</sup> ]	γ [1t/m <sup>3</sup> ]	Z [m]	P <sub>h</sub> [t]	Condition
				1,5 × S × γ × Z	
11418516,38	839,18	1	4,80	6042,139	La structure est stable

#### VIII.4 : Ferrailage du radier :

##### VIII.4.1 : Ferrailage de la dalle :

→ Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

→ La fissuration est considérée comme préjudiciable.

##### Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m pour le panneau le plus sollicité avec :

$$q = \sigma_{\text{moy}} \times \left(\frac{L}{4}\right) \times 1\text{m}$$

Tableau VIII.13 : Tableau de calcul de la charge q.

État	σ <sub>moy</sub> [bar]	L [m]	q [KN/ml]
ELU	2,16	6,44	347,76
ELS	1,57		252,77
ACC	1,63		262,43

On a :  $\begin{cases} M_x = \mu_x \times \bar{q} \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x. \\ M_y = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y. \end{cases}$

Tableau VIII.14 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

				ELU (ν = 0)					ELS (ν = 0,2)			
Longueur	Sens	Rapport	Appuis sur	μ	M <sub>0x</sub> et M <sub>0y</sub> [daN.m]	M <sub>a</sub> [daN.m]	M <sub>t</sub> [daN.m]	μ	M <sub>0x</sub> et M <sub>0y</sub> [daN.m]	M <sub>a</sub> [daN.m]	M <sub>t</sub> [daN.m]	
		L <sub>x</sub> /L <sub>y</sub>										
L <sub>x</sub>	4,26	X	4 Appuis	0,0658	29655,86	14827,93	22241,89	0,0719	23553,72	11776,86	17665,29	
L <sub>y</sub>	6,44	Y		0,4640	13760,32	6880,16	10320,24	0,6080	14320,66	7160,33	10740,49	

Calcul des hauteurs utiles :

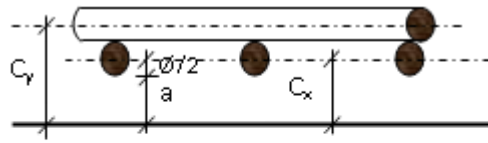


Figure VIII.10 : Enrobage de la dalle.

On a :  $h_d = 50 \text{ cm}$  et  $a = 2 \text{ cm}$  (Fissuration préjudiciable).

Tableau VIII.15 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.

		Formule	Valeur
Diamètre des armatures $\Phi$ [cm]		$\Phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10}$	2
Enrobage C [cm]	Sens x-x	$C_x = a + \frac{\Phi}{2}$	3
	Sens y-y	$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2}$	5
Hauteur utile d [cm]	Sens x-x	$d_x = h_d - C_x$	47
	Sens y-y	$d_y = h_d - C_y$	45

Sections de calcul :

Sens xx :

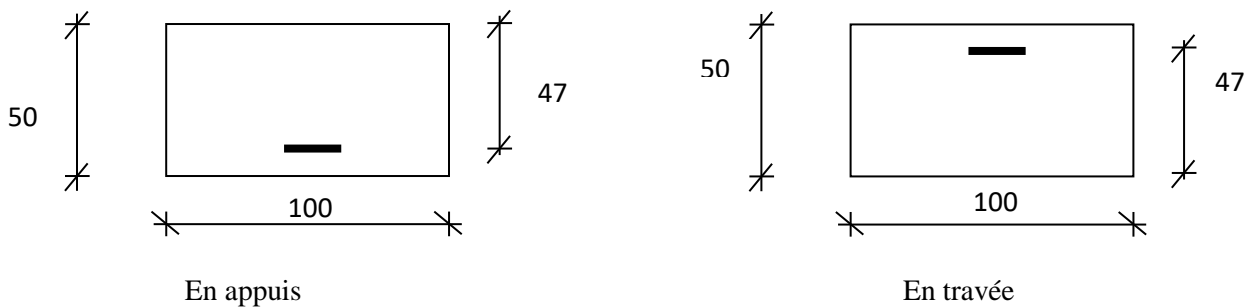


Figure.VIII.11 : Section de calcul dans le sens xx.

a) Sens yy :

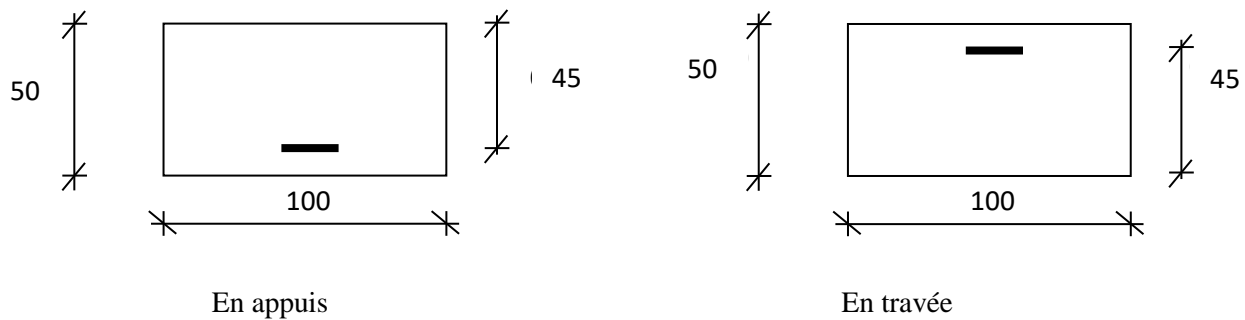


Figure.VIII.12 : Section de calcul dans le sens yy.

Sens x-x :

▪ En travée :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u^t = 222418,9 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{2224189}{14,2 \times 100 \times (47)^2} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s, 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,09 \quad \beta = 0,964$$

$$A = \frac{2224189}{348 \times 0,964 \times 47} = 14,10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 14,10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(14,10; 4) \Rightarrow A = 14,10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Choix des armatures:

$$10\text{T}14/\text{ml} \longrightarrow A = 15,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}14 \longrightarrow \varnothing = 10 \text{ cm}).$$

❖ Etat limite service (E.L.S.) :

$$M_{\text{ser}} = 176652,9 \text{ daN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 15,39/100 = 2,30 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 2,30 \times 47 = 216,2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -2,30 + \sqrt{216,2 + 2,30^2} = 12,58 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (12,58)^3}{3} + 15 \cdot 15,39 \cdot (47 - 12,58)^2 = 339858,58 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1766529}{339858,58} = 0,52$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,52 \times 12,58 = 6,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 15 \times 0,52 \times (47 - 12,58) = 268,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 268,48 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

**-Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{1766529}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{1766529}{201,63 \cdot 100 \cdot (47)^2} = 0,0039$$

$$\mu_1 = 0,0044 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,899 \\ k_1 = 34,50 \end{array} \right.$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{34,50} = 5,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{1766529}{201,63 \cdot 0,899 \cdot 47} = 20,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Choix des armatures:**

$$11T16 = 22,12 \text{ cm}^2$$

$$(T16 \longrightarrow e = 10 \text{ cm}).$$

**En appuis :**

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{ax}^u = -148279,3 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ix}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{1482793}{14,17 \times 100 \times (47)^2} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s > 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,05$$

$$\beta = 0,98$$

$$A_{ax}^u = 9,25 cm^2/ml$$

**Choix des armatures:**

$$5T16/ml \longrightarrow A = 10,05 cm^2/ml$$

(T 16 = 20cm).

❖ **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$M_{ser} = 117768,6 N.m$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 10,05/100 = 1,50 cm$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,50 \times 47 = 141 cm^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1,50 + \sqrt{141 + 1,50^2} = 10,47 cm$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (10,47)^3}{3} + 15 \cdot 10,05 \cdot (47 - 10,47)^2 = 239424,65 cm^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1177686}{23942465} = 0,49$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,49 \times 10,47 = 5,13 MPa < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 15 \times 0,49 \times (47 - 10,47) = 268,49 MPa$$

$$\sigma_s = 268,49 MPa > \bar{\sigma}_s = 201,63 MPa$$

**-Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS}$$

**Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{1177686}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{1177686}{201,63 \cdot 100 \cdot (47)^2} = 0,008$$

$$\mu_1 = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.864 \\ k_1 = 21.76 \end{cases}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{201.63}{21.76} = 9.27 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{1177686}{201.63 \cdot 0.864 \cdot 47} = 14.38 \text{cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures:**

$$10\text{T}14/\text{ml} \longrightarrow A = 15.39 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}14 \longrightarrow e = 10\text{cm})$$

**b) Sens Y-Y :**

**En travée :**

**Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{ty}^u = 1032024 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{1032024}{14,17 \times 100 \times (45)^2} = 0,03$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,03$$

$$\beta = 0,988$$

$$A_{tx}^u = 6,67 \text{cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures:**

$$5\text{T}14/\text{ml} \longrightarrow A = 7,70 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}14 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{ty}^s = 1074049 \text{KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 7,70/100 = 1,15 \text{cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,15 \times 45 = 103,5 \text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1,15 + \sqrt{103,5 + 1,15^2} = 9,08 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (9,08)^3}{3} + 15 \cdot 7,70 \cdot (45 - 9,08)^2 = 173977,23 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1074049}{173977,23} = 0,61$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,61 \times 9,08 = 5,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 15 \times 0,61 \times (45 - 9,08) = 328,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 328,66 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ MPa}$$

**-Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{1074049}{201,63 \cdot 100 \cdot (45)^2} = 0,0026$$

$$\mu_1 = 0,004 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,921 \\ k_1 = 48,29 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{48,29} = 4,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{1074049}{201,63 \cdot 0,921 \cdot 45} = 12,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Choix des armatures:**

$$9\text{T}14/\text{ml} \longrightarrow A = 13,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}14 \longrightarrow e = 10 \text{ cm}).$$

**En appuis :**

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{ay}^u = 68801,6 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{68801,6}{14,17 \times 100 \times (45)^2} = 0,02$$

$$\mu = 0,02 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,02$$

$$\beta = 0,992$$

$$A_{ay}^u = 4,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures:**

$$4\text{T}12\text{cm}^2/\text{ml} \longrightarrow A = 4,52\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{ay}^s = 716033 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 4,52/100 = 0,68\text{cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,68 \times 45 = 61,2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0,68 + \sqrt{61,2 + 0,68^2} = 7,17\text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (7,17)^3}{3} + 15 \cdot 4,52 \cdot (45 - 7,17)^2 = 10931591 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{716033}{10931591} = 0.65$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0.65 \times 7,17 = 4,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 15 \times 0.65 \times (45 - 7,17) = 368,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 368,84 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

**-Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculé à l'ELS}$$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{716033}{201,63 \cdot 100 \cdot (45)^2} = 0,00175$$

$$\mu_1 = 0,003 \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,930 \\ k_1 = 56,43 \end{array} \right.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{201,63}{56,43} = 3,57 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{71603,3}{201,63 \cdot 0,930 \cdot 45} = 8,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### VIII.4.1.1 : Choix des armatures

6T14/ml  $\longrightarrow$  A = 9,24 cm<sup>2</sup>/ml

(T14  $\longrightarrow$  e = 15 cm).

#### VIII.4.1.2 : Dessin de ferrailage

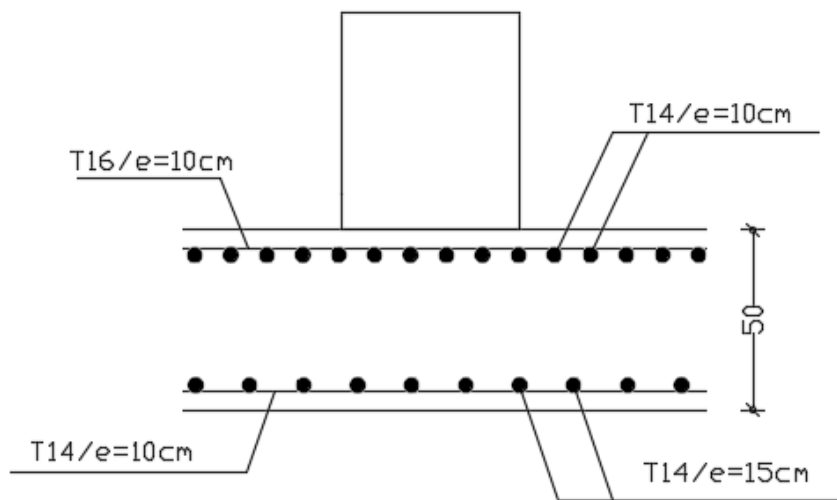


Figure VIII.13 : ferrailage de la dalle

#### VIII.4.2 Ferrailage des débords:

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L=1$  m, le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m à l'ELU.

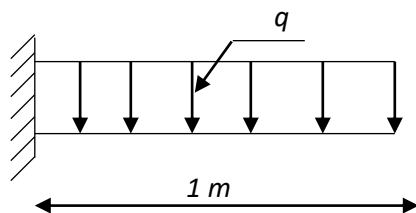


Figure VIII.14 : Schéma statique

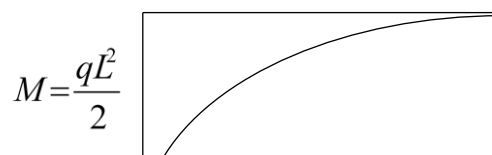


Figure VIII.15 : Diagramme des moments

**Calcul des armatures :**

On a :

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=50\text{cm}$$

$$d=0,9h=45 \text{ cm} ; q_u=347,76\text{kN/ml}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau VIII.16 : Ferrailage des débords**

$M_u(\text{kNm})$	M	A	$\beta$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
173,88	0.06	0,077	0.969	11,45	8T14	12,32

**Armatures de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

On prend 6T12 = 6cm<sup>2</sup>, S<sub>r</sub>=15 cm

**Condition de non fragilité:**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43\text{cm}^2$$

**Vérification des contraintes à l'ELS:**

On a:  $q_{\text{ser}}=252,77\text{kN/ml} ; M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}}l^2}{2} = 126,38 \text{ kN.m}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau VIII.17 : Vérification des contraintes pour le débord**

$M_{\text{ser}}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
126,38	12,32	17,43	316978,03	0,522	15	12,46	201,63	OK

**Vérification de la contrainte tangentielle du béton:**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

Avec :  $T_u = q_u \times L = 347,76 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{374,76 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

- Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :  $b_0 = 100 \text{ cm}$  ;  $a = 0,9d = 0,9 \times 45 = 31,5 \text{ cm}$

$$T_u = 0,374 \text{ MN} < 2,70 \text{ MN}$$

- Pas d'influence de l'effort tranchant

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure:**

$$A \geq \left( T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( 374760 - \frac{173880}{0,9 \times 45} \right) \times \left( \frac{1,15}{400 \times 10^2} \right) = 10,65 \text{ cm}^2$$

- Condition vérifiée, alors les armatures en appuis sont suffisantes.

**VIII.4.3 : Ferrailage des poutres :**

**Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente).

*Tableau VIII.18: Tableau de calcul des charges équivalentes.*

État	$\bar{q}_1$	Poutre principale	Poutre secondaire
		$q_1 = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$	$q_1 = \left[ \bar{q}_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$
ELU [KN]	347.76	465.48	347.76
ELS [KN]	252.77	338.21	252.77

**Remarque :**

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

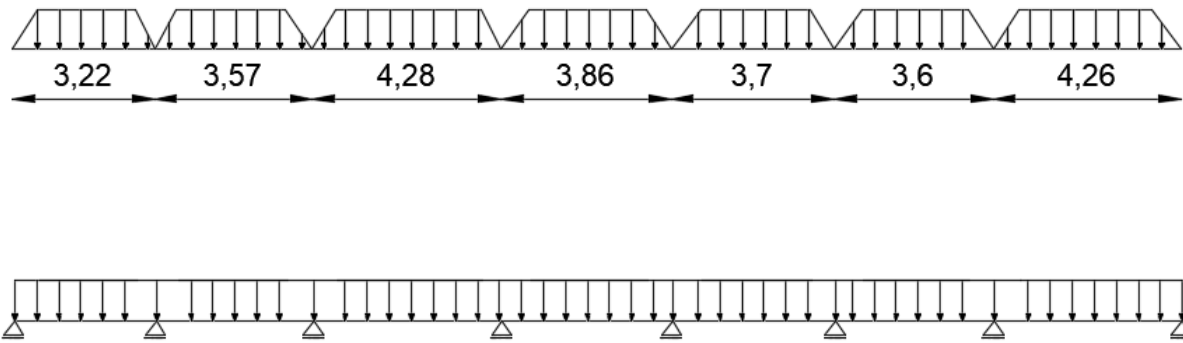


Figure VIII.16 : Distribution des charges sur les poutres principales.

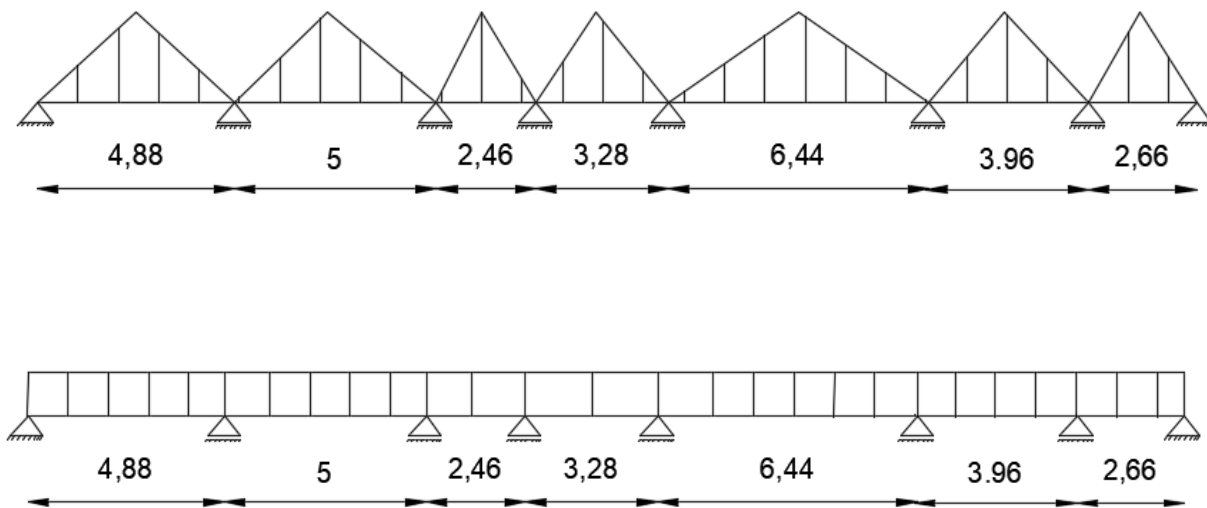


Figure VIII.17 : Distribution des charges sur les poutres secondaires.

**Tableau VIII.19 :** Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux.

Sollicitations	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_t$ [N.m]	$M_a$ [KN.m]	T [N]	$M_t$ [KN.m]	$M_a$ [KN.m]	T [KN]
ELU	-1181.56	1373.36	1333.04	-512.79	611.40	884.25
ELS	-858.82	998.23		-372.79	444.23	

**Tableau VIII.20 :** Tableau récapitulatif des sections d'armatures.

Armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	travée	appui	travée	appui
$A_u$ [cm <sup>2</sup> ]	22.73	26.53	12.85	15.32
$A_{ser}$ [cm <sup>2</sup> ]	30.49	35.67	12.85	15.32
$A_{max}$ [cm <sup>2</sup> ]	30.49	35.67	12.85	15.32
Choix d'armatures	<b>10T20</b> A=31.42cm <sup>2</sup>	<b>12T20</b> A= 37.70cm <sup>2</sup>	<b>8T16</b> A=16.08cm <sup>2</sup>	<b>10T14</b> A=15.39cm <sup>2</sup>

Vérification de l'effort tranchant :

**Tableau VIII.21 :** Tableau de vérification de l'effort tranchant

			Condition $\tau_u < \bar{\tau}_u$		Conclusion
			$\tau_u$ [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	
<b>Poutre</b>	$T_u^{max}$ [N]	<b>Formule</b>	$\frac{T_u^{max}}{b \times d}$	$\min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{1,5}; 4\text{MPa}\right)$	<b>Condition vérifiée</b> ↓ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.
<b>Poutre principale</b>	1333040	<b>Valeur</b>	1.34	2,5	
<b>Poutre secondaire</b>	884250		1.16		

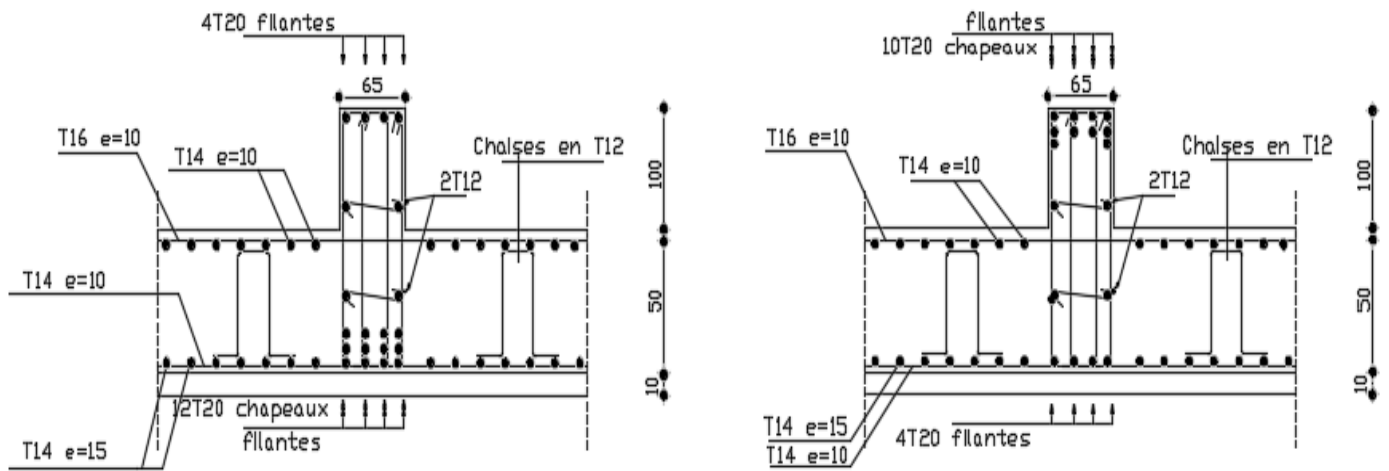


Figure VIII.18 : Ferrailage de la poutre principale en travée et en appui.

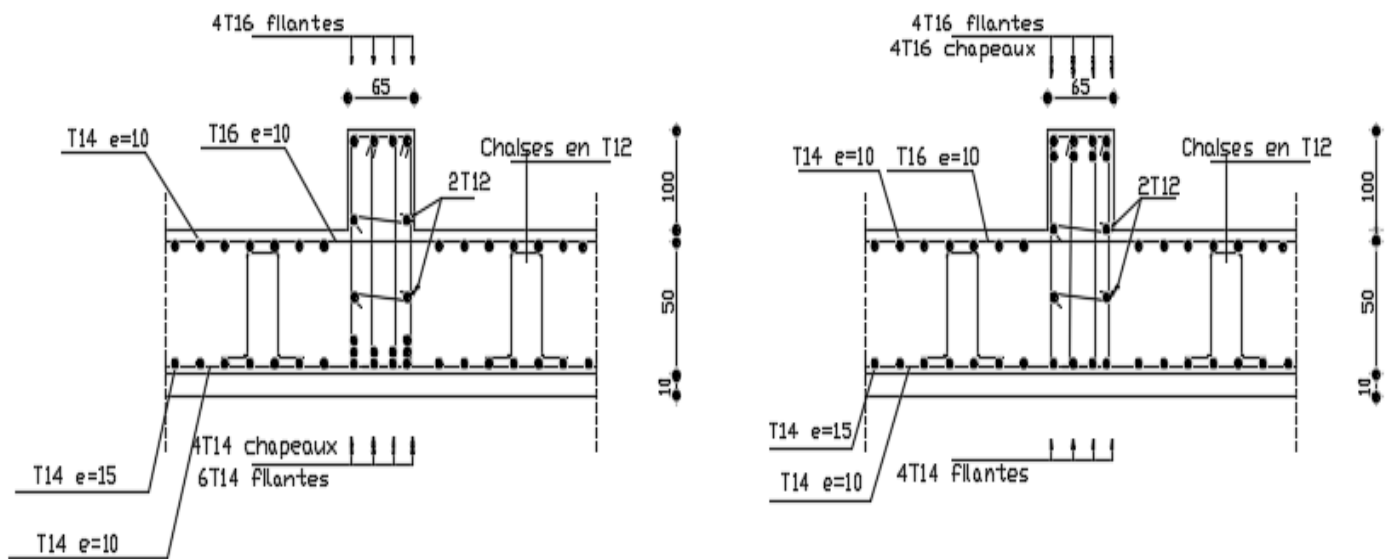


Figure VIII.19 : Ferrailage de la poutre secondaire en travée et en appui.

# CONCLUSION

*Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'étudiant en master et c'est la meilleure occasion pour lui de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.*

*Dans notre étude nous nous sommes basés sur la partie dynamique (sismique) en raison de son importance dans le calcul des bâtiments en béton armé, et dans laquelle nous avons recherché la disposition convenable des éléments de contreventement qui assure la stabilité de l'ouvrage.*

*L'établissement de cette étude nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.*