

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieure  
et de la Recherche Scientifique  
Université Mohamed Seddik Ben Yahia de Jijel



Faculté de Sciences et de la technologie  
Département de Génie Civil Et Hydraulique

**Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme**  
**Master académique en Génie Civil**  
**Option : Structure**

# Thème

Etude d'un bâtiment R+14 à usage  
d'habitation

Réaliser par :

- ✓ KEMEL Basma
- ✓ SISSAOUI Warda

Encadre par :

**Pr. BOUZRIRA Cherif**

Année universitaire 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier ALLAH, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force, le courage, la patience et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements et notre profonde Reconnaissance à notre encadreur Monsieur le professeur **Bouzrira Cherif** pour son aide et ses conseils judicieux nous faisant partager ainsi ses connaissances et son expérience. afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury qui acceptent à examiner notre travail de mémoire de fin d'étude.

A tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation.

Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin .

Basma et Warda

# DÉDICACES

« وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت وإليه أنيب »

Je dédie ce modeste travail à :

Mon père Abd razek qui peut être fier de me voir terminer mon cursus et être qui je suis maintenant.

Ma mère Massika qui peut être fier de trouver ici le résultat de ces longues années d'études pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

Mon grand père Farhat رحمه الله

Mes chères sœurs, pour leurs encouragements permanents, et leurs soutien morale.

Notre encadreur Monsieur Bouzrira Cherif.

Tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

A toutes mes amies intimes.

Et bien sûr à mon binôme.

# Warda

# DÉDICACES

« وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت وإليه أنيب »

Je dédie ce modeste travail à:

Mon père Mohammed qui peut être fier de me voir terminer mon cursus et être qui je suis maintenant.

Ma mère Naima qui peut être fier de trouver ici le résultat de ces longues années d'études pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

Mes chères sœurs et mes frères, pour leurs encouragements permanents, et leurs soutien morale.

Notre encadreur Monsieur Bouzrira Cherif.

A mes petites princesses.

A mes petits princes.

Tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

A toutes mes amies intimes.

Et bien sûr à mon binôme.

# Basma

## ملخص:

ان سلوك الهياكل أثناء أي زلزال يعتمد على عدة عوامل: منها المتعلقة بتصميم الهياكل نفسه وأخرى متعلقة بالزلازل. هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبناية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة (تتألف من طابق أرضي +14 طابق) للاستغلال السكني في ولاية جيجل المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم

### II

من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا للمعايير الجزائرية المقاومة للزلازل الجزائرية 99 المعدل في 2003.

وقد اعتمدنا على القوانين المعمول بها في الجزائر من أجل قياس وتسليح مختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية

**RPA99/version2003, BAEL91, CBA**

الكلمات المفتاحية العمارة, الخرسانة المسلحة

## Résumé

Le comportement des structures lors d'un séisme dépend de plusieurs paramètres, ceux liés à leur conception et ceux relatifs au séisme lui même

Ce projet consiste principalement à l'étude dynamique d'une structure (RDC+14 étage) contreventée par voile à usage d'habitation, la structure est implantée à la wilaya de JIJEL, zone sismicité moyenne (II), l'étude est conforme aux Règles parasismique Algérien 99 modifiées en 2003.

Les éléments de la structure sont dimensionnés et ferrailés à l'aide des règles de béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul Etaps.

**Mots Clés :** Bâtiment, Béton armé, RPA99/version2003, BAEL91 modifiées99, CBA93

## Abstract:

The behavior of structures during an earthquake depends on several factors : some related to the design of the structures themselves, and others related to the earthquake.

The project mainly consists of a dynamic study of an earthquake resistant building by walls formed of reinforced concrete, consisting of a ground floor and fourteen residential in the

wilaya of jijel classified within the seismic zon II,the study applied to this building was in accordance with the algerian earthquake resistant standards algerian 99 average in 2003. And we have relied on the laws in force in Algeria in order to measure and arm the various basic elements that make up the building.

**Tags :** building, rain forced concrete, RPA99/version2003, BAEL91 modified99, CBA93.

# Sommaire

## ***Chapitre I : Présentation Du Projet Et Caractéristique Des Matériaux***

<b>I.1.</b>	Introduction.....	1
<b>I.2.</b>	Caractéristique de l’ouvrage .....	1
<b>I.2.1.</b>	Présentation du projet .....	1
<b>I.2.2.</b>	Présentation architecturale .....	1
<b>I.2.3.</b>	Données géotechniques .....	3
<b>I.3</b>	les règlements de calcul .....	3
<b>I.4</b>	Caractéristique des Matériaux .....	3
<b>I.4.1</b>	Introduction .....	3
<b>I.4.2</b>	Composants du Béton .....	3
<b>I.4.3.</b>	Caractéristiques mécaniques du béton.....	4
<b>I.4.3.1.</b>	Résistance à la compression .....	4
<b>I.4.3.2</b>	Résistance à la traction .....	4
<b>I.4.3.3.</b>	Modules de déformation longitudinale .....	5
<b>I.4.3.4.</b>	Coefficient de poisson .....	6
<b>I.4.3.5.</b>	Contrainte limite de compression .....	6
<b>I.4.4</b>	.l’acier .....	8
<b>I.4.4.1.</b>	Caractéristiques mécaniques de l’acier: .....	8
<b>I.4.5</b>	Actions et sollicitations .....	10
<b>I.4.6.</b>	Hypothèses de calcul des sections en béton armé .....	11

## ***Chapitre II :Pré dimensionnement et descente des charges***

<b>II.1.</b>	Introduction.....	12
<b>II.2.</b>	Pré dimensionnement du plancher.....	12
<b>II.2.1.</b>	dalle en corps creux .....	12
<b>II.3.</b>	pré dimensionnement du Balcon.....	14
<b>II.4.</b>	Les voile.....	14
<b>II.5.</b>	Pré dimensionnement des poutres.....	16
<b>II.5.1.</b>	Poutres principales .....	16
<b>II.5.2.</b>	Poutres secondaires .....	16

<b>II.6.</b>	Pré dimensionnement d'escaliers.....	17
<b>II.7.</b>	Pré dimensionnement des poteaux.....	18
<b>II.8.</b>	Evaluation des charges et surcharges .....	20
<b>II.9.</b>	Descente des charges.....	24
<b>II.9.1.</b>	Poteau intermédiaire.....	25
<b>II.9.2.</b>	Poteau centrale .....	32
<b>II.9.3.</b>	Poteau d'angle .....	39
<b>II.9.4.</b>	Dimensionnement de la section du Poteau.....	45

### **Chapitre III : Etude des éléments secondaires**

<b>III.1.</b>	Introduction .....	51
<b>III.2.</b>	Acrotère .....	51
<b>III.2.1.</b>	Introduction .....	51
<b>III.2.2</b>	Dimensionnement .....	51
<b>III.2.3</b>	Principe de calcul .....	52
<b>III.2.4.</b>	Calcul des sollicitations .....	53
<b>III.2.5.</b>	Les sollicitations majorées .....	54
<b>III.2.6.</b>	Ferraillage .....	55
<b>III.2.6.1.</b>	Calcul à l'ELU .....	55
<b>III.2.6.2.</b>	Calcul à l'ELS .....	56
<b>III.3.</b>	Les planchers .....	60
<b>III.3.1.</b>	Introduction .....	60
<b>III.3.2.</b>	planchers a corps creux .....	60
<b>III.3.2.1</b>	Calcul des poutrelles .....	60
<b>III.3.2.2.</b>	Méthode de calcul .....	61
<b>III.3.2.3.</b>	Evaluation des charges .....	64
<b>III.3.2.4</b>	Calcul des sollicitations :.....	64
<b>III.3.3.</b>	Ferraillage des poutrelles .....	72
<b>III.3.3.1</b>	Ferraillage Plancher terrasse .....	72
<b>III.3.3.2.</b>	Ferraillage Plancher étage courant +RDC .....	77
<b>III.3.4.</b>	Ferraillage de la table de compression.....	80
<b>III.4.</b>	Balcon.....	83
<b>III.4.1</b>	Introduction .....	83
<b>III.4.2.</b>	Etude des balcons encastrés sur trois côtés .....	83

<b>III.4.2.1</b>	Evaluation des charges .....	83
<b>III.4.2.2</b>	Sollicitation de calcul .....	84
<b>III.4.3.</b>	Le Ferrailage .....	86
<b>III.4.4.</b>	Etude des balcons encastrés sur deux côtés .....	89
<b>III.4.4.1</b>	Ferrailage .....	92
<b>III.5.</b>	Escaliers .....	97
<b>III.5.1</b>	Définition .....	97
<b>III.5.2.</b>	Calcul des escaliers(1 et 3 <sup>eme</sup> volé) .....	98
<b>III.5.3.</b>	2ème volée Paillasse console .....	106
<b>III.6.</b>	Etude de la poutre palière .....	110
<b>III.6.1.</b>	Introduction .....	110

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

<b>IV. 1.</b>	Introduction .....	119
<b>IV.2.</b>	Objectifs de l'étude dynamique.....	119
<b>IV.3.</b>	Choix de la méthode de calcul .....	119
<b>IV.3.1.</b>	Méthode statique équivalente .....	119
<b>IV.3.1.1.</b>	Principe de la méthode .....	119
<b>IV.3.1.2.</b>	Modélisation .....	119
<b>IV.3.1.3.</b>	Domaine d'application .....	120
<b>IV.3.2.</b>	Méthode d'analyse modale spectrale .....	120
<b>IV.3.2.1.</b>	Principe de la méthode .....	120
<b>IV.3.2.2.</b>	Modélisation .....	120
<b>IV.3.2.3.</b>	Domaine d'application .....	121
<b>IV.4.</b>	Définition des valeurs des coefficients .....	121
<b>IV.5.</b>	Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 .....	124
<b>IV.6.</b>	La modélisation de la structure .....	125
<b>IV.6.1.</b>	Pourquoi l'ETABS ? .....	125
<b>IV.6.2.</b>	Modélisation des éléments structuraux .....	125
<b>IV.6.3.</b>	Modélisation de la masse .....	126
<b>IV.6.4.</b>	Nombre de mode à considérer .....	126
<b>IV.7.</b>	L'analyse dynamique de la structure par ETABS .....	126
<b>IV.7.1.</b>	Spectre de réponse de calcul .....	126
<b>IV.8</b>	La structure sans voile .....	127

IV.9 . Disposition des voiles.....	130
IV.9.1 .1 <sup>ere</sup> disposition des voiles .....	130
IV.9.1 .1. Résultat de calcul modal.....	130
IV.9.2. 2 <sup>eme</sup> disposition des voiles .....	132
IV.9.2.1 . Résultat de calcul modal .....	133
IV.10. Caractéristiques de la structure .....	135
IV.11. Justification de l'interaction portiques voiles .....	137
IV.12. Vérification des déplacements .....	138
IV.12.1. Vérification de l'effort sismique.....	138
IV.13. Modélisation par brochette .....	139
IV.14. Vérification des déplacements latéraux inters étage .....	144
IV.15. Vérification de la stabilité au renversement.....	146
IV.16. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ .....	147
IV.17. Vérification de L'effort normal réduit.....	148
IV.18. Conclusion .....	149

## ***Chapitre V : Ferrailage des éléments de contreventement.***

V.1. Introduction .....	150
V.2. Ferrailage des portiques : .....	150
V.2.1. ferrailage des poutres .....	150
V.2.2. Calcul de ferrailage .....	151
V.2.2.1. Ferrailage des poutres Principales (sens y-y ,30x45) .....	151
V.2.2.2. Ferrailage des poutres secondaire (Sens x-x, 30x40) .....	155
V.2.3. Ferrailage des poteaux.....	159
V.2.3.1 Introduction.....	159
V.2.3.2 Calcul des armatures .....	160
VI.3. Les voile .....	166
VI.3.1. Introduction .....	166
VI.3.2. calcul du ferrailage verticale .....	168
V.3.3. Etude des sections .....	168
V.3.3.1. Section partiellement comprimée SPC .....	168
V.3.3.2. Section entièrement comprimée SEC .....	169
V.3.3.3. Section entièrement tendue SET .....	170
V.4. Ferrailage des voiles .....	170

V.4.1. Schéma de ferrailage des voiles .....	176
V.4.1.1 Schéma de ferrailage des voiles assesseur .....	177

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

VI.1. Introduction : .....	178
VI.2. les types de fondation : .....	178
VI.3. choix du type de fondation : .....	178
VI.3.1. Semelle isolée : .....	178
VI.3.1.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles : .....	180
VI.3.1.2. La surface des semelles filantes des voiles d'après L'ETABS : .....	180
VI.3.2. Semelle Filante : .....	181
VI.3.2.1. Introduction : .....	181
VI.3.2.2. Calcul Manuel du Cas : .....	181
VI.4. Radier générale : .....	182
VI.4.1. Introduction : .....	182
VI.4.2. Pré dimensionnement du radier : .....	183
VI.4.2.1. L'épaisseur de la dalle : .....	183
VI.4.2.2. Nervure : .....	184
VI.4.2.3. La surface minimale du radier : .....	185
VI.4.2.4. Vérification du poinçonnement : .....	185
VI.4.2.5. Caractéristiques géométriques du radier : .....	186
VI.4.3. Vérification de la stabilité du radier : .....	187
VI.4.3.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales .....	187
VI.4.3.2. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison <b>0,8G± E</b> : .....	188
VI.4.3.3. Vérification de la compression sous <b>G+Q±E</b> .....	189
VI.5. Ferrailage du radier : .....	189
VI.5.1. Dalle de radier : .....	189
VI.5.1.1. Calcul des sections d'armatures E.L.U: .....	189.
VI.5.1.2. La vérification a E.L.S : .....	190
VI.5.1.3. Calcul les \$armatures à l'ELS : .....	191
VI.5.1.4. Schémas de ferrailage du radier : .....	192
VI.6. Etude de débord du radier : .....	193
VI.6.1. Etude de débord du radier : .....	193
VI.7. Calcul des nervures : .....	198

<b>VI.7. 1.</b> Démarches de modélisation de notre radier : .....	195
<b>VI.7.2.</b> Ferrailage :.....	195
<b>VI.7.2.1</b> Calcul des armatures à l'ELS :.....	197
<b>VI.8.</b> Calcul des éléments de soutènement :.....	199
<b>VI.8.1.</b> Introduction : .....	199
<b>VI.8.2.</b> Dimensionnement du voile :.....	199
<b>VI.8.3.</b> Calcul de la poussée de terre : .....	200
<b>VI.8.4.</b> Calcul de la poussée due aux surcharges : .....	200
<b>VI.8.5.</b> Méthode de calcul :.....	201
<b>VI.8.6.</b> Calcul des sollicitations :.....	201
<b>VI.8.7.</b> Ferrailage du voilepériphérique.....	201
<b>VI.8.8.</b> Vérification à l'ELS :.....	203
<b>VI.8.9.</b> Schéma de ferrailage.....	205
<b>VI.9.</b> Conclusion : .....	205

# Liste des Tableaux

## ***Chapitre I:Présentation Du Projet Et Caractéristique Des Matériaux***

<b>Tableau .I.1</b> La limite d'élasticité de l'acier. ....	9
---	---

## ***Chapitre II :Pré dimensionnement et descente des charges***

<b>Tableau .II.1</b> Charge permanente due au plancher terrasse (corps creux). ....	20
<b>Tableau . II.2</b> Charge permanente due au plancher étage courant (corps creux).....	20
<b>Tableau. II.3</b> Charge permanente due au plancher terrasse (dalle pleines). ....	21
<b>Tableau .II.4</b> Charge permanente due au Plancher étage courant dalles pleines. ....	21
<b>Tableau .II.5</b> Charge permanente du balcon terrasse. ....	22
<b>Tableau II.6</b> Charge permanente du balcon étage.....	22
<b>Tableau . II.7</b> Charge permanente due aux murs extérieurs. ....	23
<b>Tableau. II.8</b> Charge permanente due aux cloisons. ....	23
<b>Tableau. II.9</b> Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois. ....	23
<b>Tableau II.10</b> Charge permanentées paliers. ....	24
<b>Tableau II.11</b> Charge permanente de la paillasse. ....	24
<b>Tableau II.12</b> Les surfaces, les poids et les charges G et Q .....	26
<b>Tableau II.13</b> Descente des charges de Poteau intermédiaire. ....	32
<b>Tableau II.14</b> Les surfaces, les poids et les charges G et Q. ....	33
<b>Tableau II.15</b> Descente des charges de Poteau central. ....	39
<b>Tableau II.16</b> Les surfaces, les poids et les charges G et Q. ....	40
<b>Tableau II.17</b> Descente des charges de Poteau d'angle. ....	45
<b>Tableau II.18</b> Dimensionnement de la section du Poteau.....	50

## ***Chapitre III : Etude des éléments secondaires.***

<b>Tableau III.1</b> Les sollicitations en travées terrasse.....	65
<b>Tableau III .2</b> Les sollicitations sur appuis terrasse.....	65
<b>Tableau III.3</b> Les sollicitations en travées étage+RDC .....	67
<b>Tableau III.4</b> les sollicitations sur appuis étage courant +RDC. ....	67
<b>Tableau II.5</b> Les sollicitations en travées plancher terrasse type2.....	68
<b>Tableau III. 6</b> les sollicitations sur appuis plancher terrasse type2.....	69

<b>Tableau III.7</b> Les sollicitations en travées étage courant +RDC .....	70
<b>Tableau III .8</b> les sollicitations sur appuis étage courant +RDC.....	71
<b>Tableau III.9</b> Le ferrailage de la nervure à l'ELU (étage terrasse).....	74
<b>Tableau III.10</b> Le ferrailage de la nervure à l'ELU (étage terrasse).....	78
<b>Tableau.III.11</b> La position des liaisons et différent charges.....	83
<b>Tableau.III.12</b> Type des charges à L'ELU.....	84
<b>Tableau.III.13</b> Les résultats des efforts à l'E.L.U.....	85
<b>Tableau.III.14</b> Type des charges à L'ELS.....	85
<b>Tableau.III.15</b> Les résultats des efforts à l'E.L.S.....	85
<b>Tableau.III.16</b> Résultats de ferrailage.....	86
<b>Tableau III.17</b> Vérification des contraintes a L.E.S.....	88
<b>Tableau.III.18</b> La position des liaisons et différent charges.....	90
<b>Tableau.III.19</b> Type des charges à L'ELU.....	90
<b>Tableau.III.20</b> Les résultats des efforts à l'E.L.U.....	91
<b>Tableau.III.21</b> Type des charges à L'ELS.....	91
<b>Tableau.III.22</b> Les résultats des efforts à l'E.L.S.....	91
<b>Tableau III.23</b> Vérification des contraintes a L.E.S.....	96
<b>Tableau.III.24</b> Les sollicitations de calcule.....	99
<b>Tableau.III.25</b> Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	100
<b>Tableau.III.26</b> Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	100
<b>Tableau .III.27</b> Résultats de la vérification des contraintes du béton .....	102
<b>Tableau.III.28</b> Différents coefficients pour le calcul de la flèche escalier.....	104
<b>Tableau.III.29</b> Différent coefficient pour de la flèche escalier.....	105
<b>Tableau III.30</b> Résultats de calcul de fpi.....	105
<b>Tableau III.31</b> Résultats de calcul de fji.....	106
<b>Tableau III.32</b> Calcul de ferrailage de 2ème volée.....	107
<b>Tableau III.33</b> Résultats de calcul de ferrailage de la poutre palière.....	114
<b>Chapitre V : Etude sismique.</b>	
<b>Tableau .IV.1</b> Coefficient d'accélération de zone A.....	121.
<b>Tableau .IV.2</b> Valeurs de $\varepsilon(\%)$ .....	121
<b>Tableau .IV.3</b> Valeurs du coefficient de comportement R.....	122

<b>Tableau IV.4</b>	Valeurs des pénalités $P_q$ .....	123
<b>Tableau .IV.5</b>	Valeurs du coefficient $CT$ .....	123
<b>Tableau .IV.6</b>	Valeurs de $T_1$ et $T_2$ .....	124
<b>Tableau .IV.7</b>	Périodes et participation massique.. ..	127
<b>Tableau .IV.8</b>	Périodes et participation massique.....	130
<b>Tableau .IV.9</b>	Périodes et participation massique.. ..	133
<b>Tableau .IV.10</b>	Période fondamentale de la structure.....	135
<b>Tableau .IV.11</b>	Poids de chaque niveau.....	136
<b>Tableau .IV.12</b>	Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique). . . . .	137
<b>Tableau IV.13</b>	Le pourcentage de l'effort sismique des voiles.....	137
<b>Tableau IV.14</b>	Le pourcentage de l'effort sismique des portiques.....	138
<b>Tableau .IV.15</b>	La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.....	140
<b>Tableau .IV.16</b>	La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.....	141
<b>Tableau .IV.17</b>	La distribution de l'effort tranchant suivant X.....	143
<b>Tableau .IV.18</b>	La distribution de l'effort tranchant suivant Y.....	143
<b>Tableau .IV.19</b>	Vérification des déplacements.....	145
<b>Tableau IV.20</b>	Vérification de la stabilité au renversement.....	146
<b>Tableau IV. 21</b>	Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$ sens X.X.....	147
<b>Tableau .IV.22</b>	Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$ sens Y.Y.....	148
<b>Tableau .IV.23</b>	Vérification 1 de L'effort normal réduit.....	148
<b>Tableau .IV.24</b>	Vérification 2 de L'effort normal réduit.....	149

### ***Chapitre V : Ferrailage des éléments de contreventement.***

<b>Tableau.V.1.</b>	Les résultats de l'étabs poutres sens y-y .....	151
<b>Tableau .V.2.</b>	Calcul du ferrailage des poutres principales. ....	152
<b>Tableau V.3.</b>	Les résultats de l'étabs poutres sens x-x.....	155
<b>Tableau.V.4.</b>	Calcul du ferrailage des poutres principales. ....	156
<b>Tableau .V.5</b>	Les sollicitations dues aux poteaux. ....	160
<b>Tableau .V.6.</b>	Calcul du ferrailage des poteaux. ....	161
<b>Tableau .V.7.</b>	Vérification de ferrailage des poteaux.....	161
<b>Tableau .V.8.</b>	Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL.....	162
<b>Tableau .V.9.</b>	Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A. ....	162
<b>Tableau .V.10.</b>	les armatures transversales des poteaux .....	164

<b>Tableau .V.11.</b> Longueur de recouvrement poteaux. ....	164
<b>Tableau .V.12.</b> Vérification des contraintes à l'ELS poteaux.....	165
<b>Tableau V.13.</b> Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal. ....	173
<b>Tableau V.14.</b> Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinal. ....	173
<b>Tableau V.15.</b> Résumé des résultats de ferrailage de voile assesseur. ....	174
<b>Tableau V.16.</b> Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X. ....	175
<b>Tableau V.17.</b> Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y. ....	175
<b>Tableau V.18.</b> ferrailage horizontal des voiles sens X-X. ....	176
<b>Tableau V.19.</b> ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y. ....	176

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

<b>Tableau .VI.1.</b> Surfaces revenantes aux semelles isolées.....	180
<b>Tableau.VI.2.</b> Les surfaces des semelles filantes.....	180
<b>Tableau VI.3.</b> Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$ .....	188
<b>Tableau VI.4.</b> Calcul des contraintes. ....	188
<b>Tableau VI.5.</b> Vérification de la compression sous $G+Q \pm E$ .....	189
<b>Tableau VI.6.</b> Les sollicitations à l'ELU. ....	189
<b>Tableau VI.7.</b> Les sollicitations à l'ELS. ....	190
<b>Tableau VI.8.</b> Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU. ....	190
<b>Tableau VI.9.</b> Vérification des contraintes à l'ELS. ....	191
<b>Tableau VI.10.</b> Ferrailage à l'ELS. ....	192
<b>Tableau VI.11.</b> Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.....	196
<b>Tableau.VI.12.</b> Vérification des contraintes à l'ELS. ....	196
<b>Tableau VI.13.</b> Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS.....	197
<b>Tableau VI.14.</b> Les sollicitations à l'ELU .....	201
<b>Tableau VI.15.</b> Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU. ....	202
<b>Tableau VI.16.</b> Les sollicitations à l'ELS. ....	203
<b>Tableau VI.17.</b> Vérification à l'ELS.....	203
<b>Tableau VI.18.</b> Ferrailage à l'ELS. ....	204

# Liste des figures

## ***Chapitre I:Présentation Du Projet Et Caractéristique Des Matériaux.***

<b>Figure I.1</b> Evolution de la résistance du béton à la traction $f_{tj}$ en fonction de celle à la compression $f_{cj}$ .....	5
<b>Figure .I.2.</b> Diagramme Parabole-rectangle.....	7
<b>Figure .I.3</b> Diagramme linéaire de contrainte-déformation. ....	8
<b>Figure . I.4.</b> Diagramme : Déformation – Contrainte de l’acier.....	10

## ***Chapitre II :Pré dimensionnement et descente des charges.***

<b>Figure II.1</b> coupe transversale d’un plancher à corps creux. ....	12
<b>Figure. II.2.</b> Dimensionnement de la poutrelle. ....	13
<b>Figure .II.3</b> Coupe de voile en plan.....	15
<b>Figure .II.4.</b> Coupe de voile en élévation. ....	15
<b>Figure II.5</b> Dimensions de l’escalier .....	17
<b>Figure II.6</b> Escalier à trois volés. ....	17
<b>Figure II.7.</b> Dimensionnement d’un poteau.....	18
<b>Figure .II.8.</b> Dimensions et surfaces revenant au poteau intermédiaire. ....	25
<b>Figure .II.9.</b> Dimensions et surfaces revenant au poteau central. ....	32
<b>Figure .II.10.</b> Dimensions et surfaces revenant au poteau d’angle.....	39

## ***Chapitre III : Etude des éléments secondaires.***

<b>Figure .III.1.</b> Coupe transversale et longitudinale de l’acrotère.....	51
<b>Figure III.2.</b> <i>Coupes transversales de l’acrotère.</i> .....	55
<b>Figure .III.3.</b> Ferraillage de l’acrotère. ....	59
<b>Figure III.4.</b> Plancher à corps creux.....	60
<b>Figure III.5.</b> Schéma statique Plancher Etage type 1. ....	65
<b>Figure .III.6.</b> Diagrammes des moments Plancher terrasse type 1 . ....	66
<b>Figure.III.7.</b> Diagramme des efforts tranchants Plancher terrasse type 1. ....	66
<b>Figure.III.8.</b> Diagrammes des moments Plancher étage+RDC .....	67
<b>Figure III.9.</b> Diagramme des efforts tranchants étage+RDC.....	68
<b>Figure III.10.</b> Schéma statique Plancher Etage type2. ....	68
<b>Figure.III. 11.</b> Diagrammes des moments Plancher terrasse type 2. ....	69

<b>Figure.III.12.</b> Diagramme des efforts tranchants plancher terrasse type2 .	70
<b>Figure.III.13 .</b> Diagrammes des moments Plancher étage +RDC type 2.	71
<b>Figure.III.14 .</b> Diagramme des efforts tranchants plancher terrasse type2 .	72
<b>Figure III.15.</b> Coupe de section rectangulaire et T .	73
<b>Figure.III.16.</b> Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.	81
<b>Figure III.17.</b> Schéma de ferrailages des poutrelle.	82
<b>Figure III.18.</b> Schéma du balcon encastrés sur trois côté.	84
<b>Figure III.19.</b> Ferrailage du balcon encastrés sur trois côtes (vue en plan).	89
<b>Figure III.20.</b> ferrailage du balcon encastrés sur trois côtes (coupe A-A).	89
<b>Figure III.21.</b> Schéma du balcon encastrés sur deux côté.	90
<b>Figure III.22.</b> Ferrailage du balcon encastrés sur deux côtes (vue en plan).	96
<b>Figure III.23.</b> ferrailage du balcon encastrés sur deux côtes (coupe A-A).	96
<b>Figure III.24</b> Vue en 3D de l'escalier à paillasse adjacente.	97
<b>Figure III.25</b> Schémas statiques des escaliers.	98
<b>Figure III.26</b> distribution des charges	98
<b>Figure III.27</b> La charge équivalente.	99
<b>Figure III.28</b> Escalier à paillasse simple (2ème volée).	106
<b>Figure III.29</b> Ferrailage de l'escalier : paillasse console	109
<b>Figure III.30</b> Ferrailage de l'escalier.	109
<b>Figure III.31</b> Poutre palière	110
<b>Figure III.32</b> Vue en élévation de la poutre brisée	111
<b>Figure III.33</b> La charge sur la poutre palière à ELU	112
<b>Figure III.34</b> La charge équivalente sur la poutre palière à ELU	112
<b>Figure III.35</b> Ferrailage de la poutre brisée.	118
<b>Figure III.36</b> Ferrailage de la poutre brisé	118

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

<b>Figure .IV.1.</b> Vue en 3D de la structure.	125
<b>Figure .IV.2.</b> Le spectre de réponse 1.	126
<b>Figure .IV.3.</b> Proposé aux structure en plan	127
<b>Figure. IV.4.</b> proposé aux structuresVue	127
<b>Figure .IV.5.</b> Mode 1 xx rotation selon z	128
<b>Figure .IV.6.</b> Mode 1 yy translation selon X	128
<b>Figure .IV.7.</b> Mode 1 zz translation selon Y.	129

<b>Figure .IV.8.</b> La disposition 1 du voile proposé aux structure en 3d.....	130
<b>Figure .IV.9.</b> La disposition 1 du voile proposé aux structure vue en plan .....	130
<b>Figure .IV.10.</b> Mode 1 xx translation selon X . .....	131
<b>Figure .IV.11.</b> Mode 1 yy rotation selon Z. ....	131
<b>Figure .IV.12.</b> Mode 1 zz translation selon Y.....	132
<b>Figure .IV.13.</b> La disposition 2 du voileproposé aux structure en 3d.....	132
<b>Figure .IV.14.</b> La disposition 2 du voile proposé aux structure vue en plan .....	132
<b>Figure .IV.15.</b> Mode 1 xx : translation selon X . .....	133
<b>Figure .IV.16.</b> Mode 1 yy translation selon y. ....	134
<b>Figure .IV.17.</b> Mode 1 zz rotation selon Z.....	134
<b>Figure .IV.18.</b> Le spectre de réponse 2.....	138
<b>Figure IV.19. :</b> Distribution de l'effort sismique selon la hauteur. ....	142
<b>Figure IV.20.</b> La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y .....	144
<b>Figure .IV.21.</b> Déplacements horizontal dans les deux sens. ....	146

### ***Chapitre V : Ferrailage des éléments de contreventement.***

<b>Figure V.1.</b> Ferrailage des poutres sens y-y.....	155
<b>Figure V.2.</b> Ferrailage des poutres sens x-x.....	159
<b>Figure.V.3.</b> Schéma de ferrailage des poteaux.....	166
<b>Figure .V.4.</b> Voile soumis à la flexion composée. ....	167
<b>Figure .V.5.</b> Section partiellement comprimée. ....	169
<b>Figure .V.6.</b> Section entièrement comprimée.....	169
<b>Figure .V.7.</b> Section entièrement tendue.....	170
<b>Figure .V.8.</b> La disposition des voiles choisie.....	171
<b>Figure V.9.</b> Ferrailage du voile V5y.....	176
<b>Figure V.10.</b> Ferrailage du voile V3y.....	176
<b>Figure V.11.</b> Ferrailage du voile V1x.....	177
<b>Figure V.12.</b> Ferrailage du voile V2x.....	177
<b>Figure V.13.</b> Ferrailage du voile V4y.....	177

### ***Chapitre V : Etude de l'infrastructure.***

<b>Figure VI.1.</b> Semelle isolée.....	179
<b>Figure VI.2.</b> Semelle Filante .....	181
<b>Figure.VI.3.</b> schéma de radier nervure. ....	183
<b>Figure VI.4.</b> Schéma du radier sous SOCOTEC.....	186

<b>Figure.VI.5.</b> Ferrailage du radier.....	193
<b>Figure VI.6.</b> Schéma du débord. ....	193
<b>Figure.VI.7.</b> Schéma de ferrailage du débord de radier. ....	194
<b>Figure VI.8.</b> Diagrammes des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 16.....	195
<b>Figure.VI.9.</b> Ferrailage de nervure sens X.....	198
<b>Figure.VI.10.</b> Ferrailage de nervure sens Y.....	199
<b>Figure VI.11.</b> Ferrailage de voile périphérique.....	205

# NOTATIONS

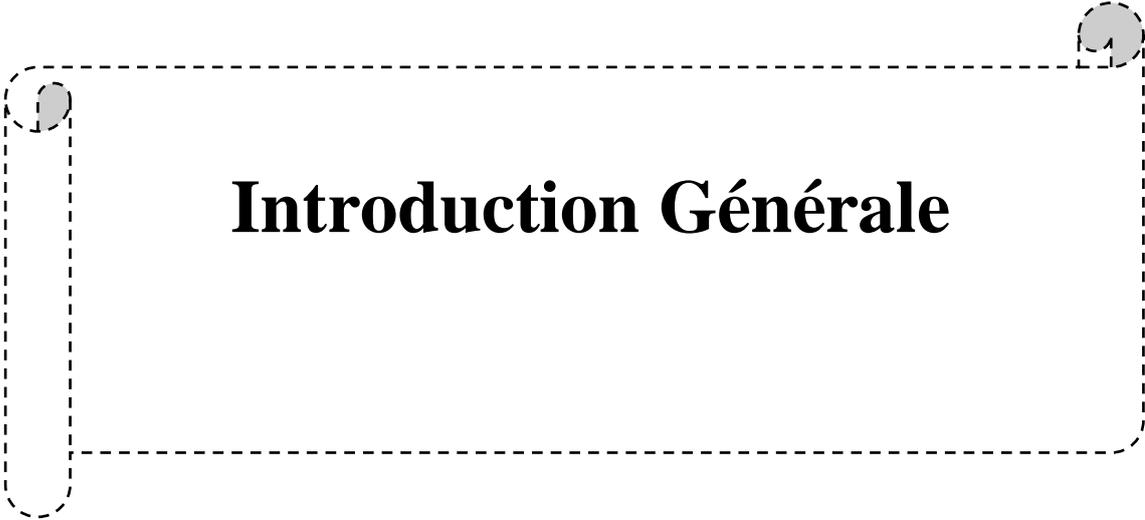
**A, A<sub>s</sub>** : Aire d'une section d'acier.  
**A<sub>t</sub>** : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.  
**B** : Aire d'une section de béton  
**D** : Diamètre, rigidité  
**E** : Module d'élasticité longitudinal, séisme.  
**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinal béton.  
**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée (**E<sub>vj</sub>** : Pour a l'âge de j jours).  
**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.  
**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différé  
**E<sub>vj</sub>** : pour chargement applique à l'âge de j jours).  
**F** : force ou action générale.  
**G** : charge permanente.  
**Q** : surcharge d'exploitation.  
**I** : moment d'inertie.  
**L** : longueur ou portée.  
**M** : moment de flexion le plus souvent.  
**M<sub>u</sub>** : Moment a' l'état limite ultime.  
**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul a' l'état limite de service.  
**N** : effort normal.  
**Q** : action ou charge variable.  
**S** : section  
**T, V** : effort tranchant.  
**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours  
**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du l'âge de j jours  
**f<sub>c28</sub>** et **f<sub>t28</sub>** : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.  
**d** : Hauteur utile.

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale du plancher.  
**h<sub>dc</sub>** : hauteur de la dalle de compression.  
**L<sub>x</sub>** : Longueur maximale entre axes  
**A'** : section d'armature comprimées  
**A** : section d'armature tendue  
**e** : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.  
**S** : espacement des armatures en général.  
**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales.  
**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

## NOMENCLATURES GRECQUES :

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité du béton.  
**γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité de l'acier.  
**α** : Angle en général, coefficient  
**ε<sub>bc</sub>** : Raccourcissement relatif du béton.  
**ε<sub>s</sub>** : Déformation de l'acier.  
**η** : Coefficient de fissuration relative a une armature.  
**θ** : Coefficient sans dimension.  
**λ** : Élanement.  
**ν** : Coefficient de poisson.  
**ρ** : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.  
**σ** : Contrainte normale général.  
**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.  
**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction dans l'acier.  
**τ<sub>u adm</sub>** : Contrainte tangentielle admissible.

---



# **Introduction Générale**

---

# Introduction Générale

---

## Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans quelques grands domaines d'intervention structures, géotechnique, hydraulique et transport.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail qui nous a été confié. Notre travail vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers

l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'une structure RDC+14étages implantée de wilaya de JIJEL (la zone sismique IIa) dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques

cet projet consiste comme suit :

- ✓ Dans le premier chapitre nous avons fait une présentation générale du projet.
- ✓ Le deuxième chapitre on a deux parties :
  - Pré-dimensionnement des éléments structuraux.
  - Evaluation des charges et la descente de charge
- ✓ Troisièmement on calcule l'élément secondaire de bâtiment (acrotère, escalier....ect)
- ✓ Dans le quatrième chapitre, nous avons fait une étude dynamique
- ✓ Cinquièmement : Etude des éléments structuraux
- ✓ Sixièmement : Etude de l'infrastructure

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

En utilisant pour cette étude les logiciels suivants : ETABS, SOCOPEC, SAFE.

# Introduction Générale

---

---

---

*Chapitre I : Présentation et  
caractéristique des  
matériaux*

---

---

## I.1. Introduction:

L'étude d'un projet en génie civile nécessite une connaissance de base des supports et des propriétés mécaniques des matériaux utilisés afin d'obtenir une structure sécuritaire et économique.

Nous avons consacré ce chapitre à l'étude de ces caractéristiques et à décrire précisément le projet à étudier avec précision.

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

### I.2.1. Présentation du projet :

L'objectif de ce PFE qu'on a en train de faire consiste à l'étude d'un bâtiment (RDC+14) en béton armé contreventé par voile.

La structure est implantée à la Wilaya de **JJEL** dans une zone sismicité élevée (zone II selon RPA99/V2003) sur un sol Rouché .L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**.

### I.2.2. Présentation architecturale :

La structure est à usage d'habitation.

La structure est constituée de 15 niveaux au totale, chaque niveaux a contiennent des appartements (2F4 et 2F3).

Les dimensions de la structure sont données comme suit :

- ✓ Longueur en plan.....31,88 m.
- ✓ Largeur en plan.....24,27 m.
- ✓ Hauteur du RDC.....3,23 m.
- ✓ Hauteur des étages courants.....3,23 m.
- ✓ Acrotère.....0,60 m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment (Avec l'acrotère) .....49,05 m.

#### • Ossature de l'ouvrage :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application de **RPA99** Version **2003**, d'après les conditions de l'article (**3.4.A**) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les quatorze mètre. Par conséquent, nous avons adopté pour un contreventement de la structure assuré par des voiles et des portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

- **Plancher :**

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Plancher à corps creux.

Plancher à dalle pleine.

- **Voile :**

Un voile, comme une dalle, est un élément de structure dont l'épaisseur a une dimension largement inférieure aux deux autres, lesquelles se trouvent sur un même plan. Constituent également les éléments de transmission des charges verticales et horizontales.

- **La terrasse :**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

- **Maçonneries :**

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).

- Mur intérieur (simple paroi).

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

- a. **Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur **5cm** pour l'isolation thermique et phonique.

- b. **Murs intérieurs :**

Seront en une seule paroi de brique d'épaisseur de **10 cm**.

- **Escalier :**

Le bâtiment comporte deux types d'escaliers, le premier type a une volée et un palier d'arrivée et le deuxième a deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

- **Acrotère :**

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

- **Cage d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

- **Balcon :**

Balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme se dégageant du mur d'un édifice.

Il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice.

- **Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

### **I.2.3. Données géotechniques :**

Le bâtiment est implanté dans une Zone classée par le RPA/V2003 comme :

- Une Zone de sismicité (ZONE II).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme site1 (site Rouché).

D'après le rapport géo technique :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma = 3$  bars

### **I.3. les règlements de calcul :**

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie Essentiallyment, nous avons eu recours aux :

- **RPA99** version **2003**.
- **CBA93** (Code du béton armé).
- **DTR B.C.2.2** (Charge permanentes et surcharges d'exploitations).
- **DTR B.C.2.41** (Règles conception et du calcul des structures en béton arme ).
- **BAEL91 modifié 99**.

### **I.4. Caractéristique des Matériaux :**

#### **I.4.1. Introduction :**

Le béton est le matériau de construction le plus répondu à l'époque actuelle, à cause de sa résistance en donnant un monolithisme à la construction, il est destiné à réaliser des éléments Structuraux dans le domaine du bâtiment et du génie civil.

Il est composé de plusieurs constituants élémentaires tels que : le ciment, les Agrégats et l'eau. Pour répondre aux besoins de certains usages des ajouts peuvent être envisagés tels que : les adjuvants, les fines, les additions...etc.

#### **I.4.2. Composants du Béton :**

##### ➤ **Béton :**

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants). Dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement dosé à  $350\text{kg/m}^3$ .

➤ **Ciment :**

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

➤ **P'eau :**

L'eau doit être propre, si elle contient des chlorures, une réaction chimique aura lieu, est modifiera la prise du ciment. Le béton alors perdra ses qualités de résistance.

➤ **Granulats :**

Les granulats utilisés sont issus de carrière, ou blocs de roches concassés, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande et les plus petites dimensions des éléments, pour le béton employé dans le bâtiment les granulats les plus courants sont le sable et le gravier.

➤ **Sable :**

Le sable est constitué des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tous calibres, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

➤ **Gravier :**

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

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

### **I.4.3. Caractéristiques mécaniques du béton :**

#### **I.4.3.1. Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance ( $f_{cj}$ ) à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale des éprouvettes cylindriques après une conservation dans les conditions définies par les normes : âge aux 28 jours, les dimensions de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur et une température ambiante.

Les règles BAEL donnent les formules ou les expressions de variation de la contrainte du béton en fonction de son âge :

$$f_{cj} = \left[ \frac{j}{1,4+0,95j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \left[ \frac{j}{4,76+0,83j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

Pour notre étude on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

#### **I.4.3.2. Résistance à la traction :**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

Dans notre projet  $f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$

Dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimées en MPa, de plus cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$ .

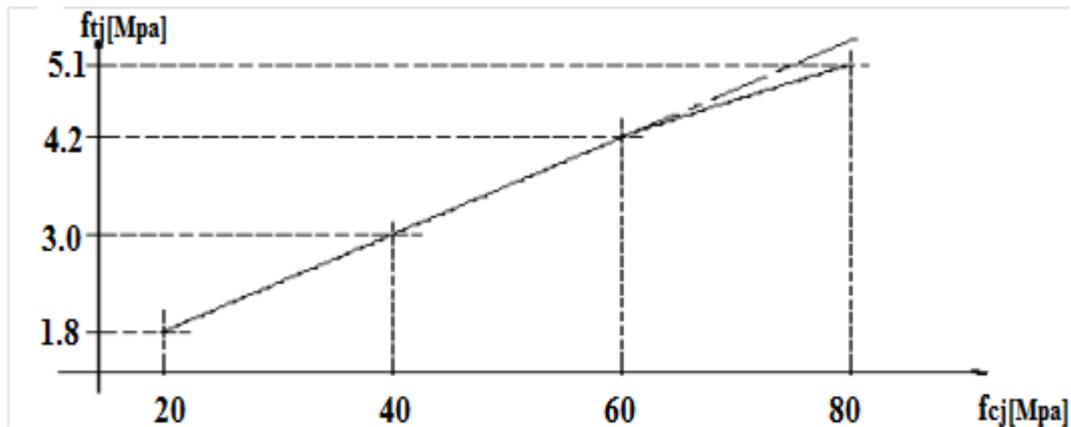


Figure I.1 : Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la Compression  $f_{cj}$

#### I.4.3.3. Modules de déformation longitudinale :

Dans sa déformation longitudinale, le béton ne suit pas la loi de Hooke (proportionnalité des Contraintes et des déformations). Le diagramme contraintes-raccourcissement admis dans les règles BAEL pour les vérifications des états-limites ultimes est donné en [C 2 306] Ces règles définissent de plus les valeurs des modules de déformation instantanée et différée, nécessaires dans certains calculs (notamment état-limite de déformation).

##### ➤ Déformations instantanées :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :

- $E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3}$
- $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$ .

Avec  $f_{cj}$  exprimé en MPa : désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

##### ➤ Déformations différées :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différé est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \cdot F_{cj}^{1/3} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$E_{vj} = 4400 \cdot f_{cj}^{1/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice .}$$

$$E_{vj} = 6100(f_{cj}) \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice .}$$

Sous l'effet du retrait, le raccourcissement unitaire dans le cas de pièces non massives à l'air libre comportant un pourcentage moyen d'armatures est normalement pris égal à :

- $1.5 \times 10^{-4}$  en climat très humides
- $2 \times 10^{-4}$  en climat humide
- $3 \times 10^{-4}$  en climat tempéré sec
- $4 \times 10^{-4}$  en climat chaud et sec
- $5 \times 10^{-4}$  en climat très sec ou désertique.

#### **I.4.3.4. Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- $\nu = 0.0$  dans le cas des ELU (section fissurée).
- $\nu = 0.2$  dans le cas des ELS (section non-fissurée).

#### **I.4.3.5. Contrainte limite de compression :**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite. Au-delà de ce seuil une structure cesse de remplir les fonctions pour laquelle a été conçu. Les limites peuvent être scindées en deux catégories :

##### ❖ Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement) ; à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

##### ❖ Etat limite service (ELS) :

Dont le dépassement compromettrait le bon comportement en service de la construction, ces états correspondent en pratique :

- À la valeur limite de la compression du béton.
- À la valeur limite de l'ouvrage des fissures.
- À la valeur limite de déformation acceptable pour les éléments de la construction.

##### ➤ **Contrainte ultime de béton à la compression :**

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit parabole-rectangle ou bien dans un but de simplification, le diagramme rectangulaire qui le suivant :

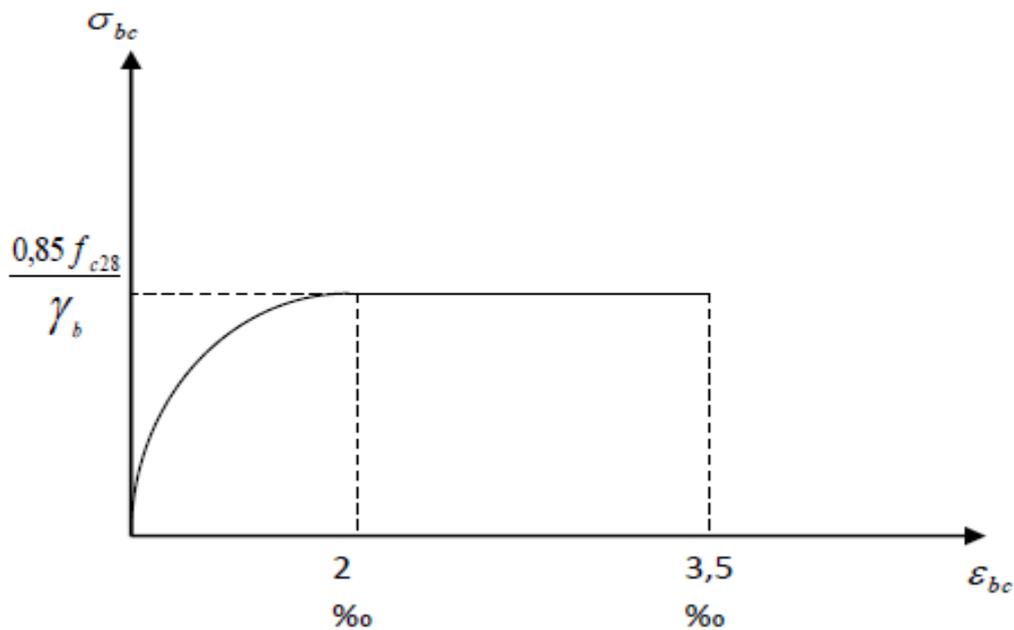


Figure .I.2. Diagramme Parabole-rectangle.

$$F_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma}$$

Avec :

-  $f_{bu}$  : contrainte ultime de compression.

-  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1,5$  → cas générale.

$\gamma_b = 1$  → dans le cas de combinaisons accidentelles.

-  $\theta$  : Coefficient d'application d'action.

$\theta = 1$  → durée d'application > 24H.

$\theta = 0,9$  →  $1H \leq$  durée d'application  $\leq 24H$ .

$\theta = 0,85$  → si la durée < 1H.

○ Pour  $f_{c28} = 25$  Mpa →  $f_{bu} = 14,2$  Mpa

○ Pour  $f_{c28} = 25$  Mpa →  $f_{bu} = 18,47$  Mpa

➤ La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée

par :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

Pour :  $f_{c28} = 25$  Mpa →  $\bar{\sigma}_{bc} = 15$  Mpa

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

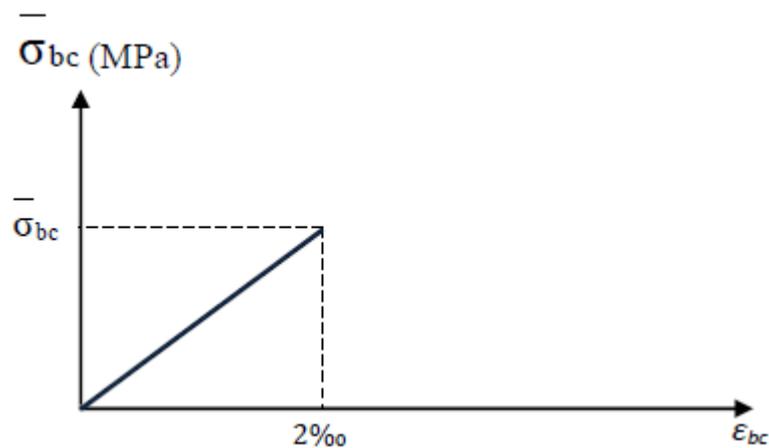


Figure .I.3 : Diagramme linéaire de contrainte-déformation

❖ **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement donne par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$V_u$  : Effort tranchant

$d$  : Hauteur utile de la section de béton considérée.

$b_0$  : Largeur de la section de béton considérée.

- Cas d'une fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}.$$

- Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa}.$$

❖ **Contrainte limite de service :**

La contrainte limite de service en compression  $\bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}.$$

**I.4.4. l'acier.****I.4.4.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier :****a -Limite d'élasticité garantie  $f_e$  :**

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité

Correspondantes sont données par le tableau suivant :

Type	Nuance	f <sub>e</sub> (MPa)	Emploi
<b>Ronds lisses</b>	F <sub>e</sub> E22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
	F <sub>e</sub> E24	235	
<b>Barres HA -Type 1 et 2</b>	F <sub>e</sub> E40	400	Emploi courant.
	F <sub>e</sub> E50	500	
<b>Fils tréfiles HA -Type 3</b>	F <sub>e</sub> TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F <sub>e</sub> TE50	500	
<b>Treillis soudés -lisses -Type 4</b>	TSL	500	emploi courant
	TSHA	520	

**Tableau .I.1 La limite d'élasticité de l'acier.**

- L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HA FeE40** type1 (limite d'élasticité **f<sub>e</sub> = 400 MPa**), et pour les armatures transversales est un rond lisse **FeE24** (**f<sub>e</sub> = 235 MPa**).

Le module d'élasticité : **E<sub>s</sub> = 2 x 10<sup>5</sup> MPa**

- treillis soudé TLE500 **f<sub>e</sub>=500Mpa**.

❖ **Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite **de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable.**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ contrainte limite de l'acier}$$

f<sub>e</sub> : limite élastique de l'acier

γ<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions

γ<sub>s</sub> = 1,15 action courante .

γ<sub>s</sub> = 1,00 action accidentelle .

Dans notre cas :

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad : \text{Allongement unitaire de l'acier}$$

**b. Diagramme contrainte- déformation :**

❖ **Contrainte limite de service :**

- Fissuration peu nuisible :

Aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.

- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) \text{ MPA.}$$

- Fissuration très préjudiciable

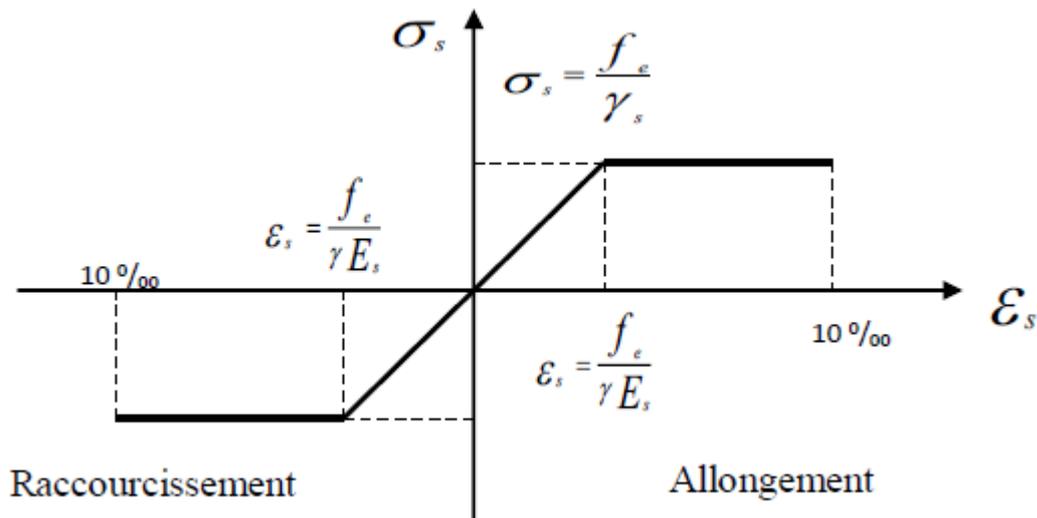


Figure . I.4. Diagramme Déformation – Contrainte de l'acier.

Avec : n Coefficient de fissuration dont la valeur est :

- $\eta = 1$  pour les rondes lisses.
- $\eta = 1.6$  pour les hautes adhérences diamètre  $\geq 6$  mm.
- $\eta = 1.3$  pour les hautes adhérences diamètre  $< 6$  mm.

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

#### I.4.5. Actions et sollicitations :

##### ❖ Actions :

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- ✓ **G** : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- ✓ **Q** : Charges variables (exploitations + climatiques).
- ✓ **E** : Action accidentelle (séisme)

##### ❖ Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

Les combinaisons utilisées dans notre étude :

À l'état limite ultime (ELU).

✓  $1,35.G + 1,5.Q.$

à l'état Limite de Service (ELS).

✓  $G + Q$

**Sollicitations sismiques :**

Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le **RPA 99** Version **2003**:

✓  $G + Q + E.$

✓  $0,8 \times G \pm E.$

**I.4.6. Hypothèses de calcul des sections en béton armé.**

✓ Calcul aux états limites de services

Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- La résistance de traction de béton est négligée
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques
- Le rapport des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15.

$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ; n est le coefficient d'équivalence.

✓ Calcul aux états limite ultimes de résistance

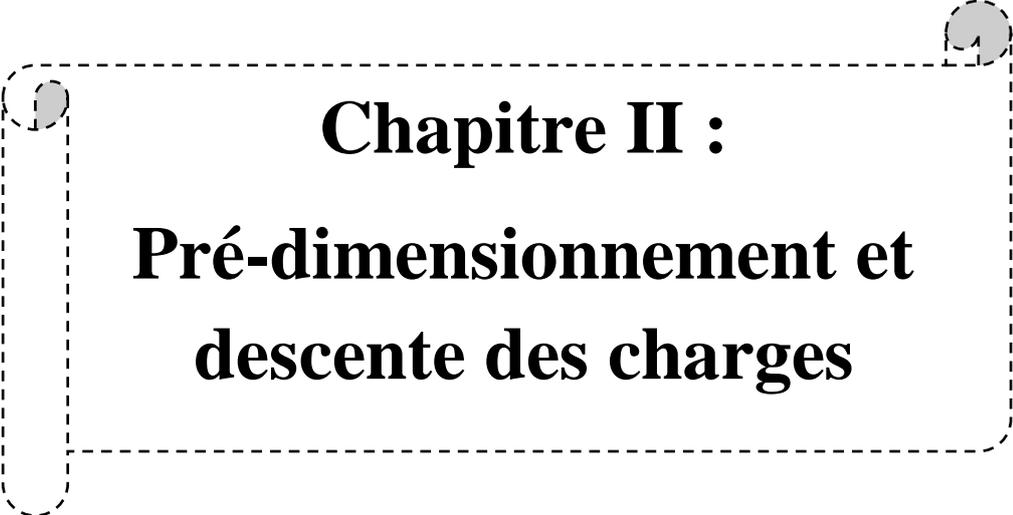
Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

Le béton tendu est négligé.

- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :
  - $\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$  ..... en flexion .
  - $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  ..... en compression centrée.

---

---



**Chapitre II :**  
**Pré-dimensionnement et**  
**descente des charges**

---

---

### II.1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « RPA99 version 2003 » et le « BAEL91 », mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré-dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques en but de déterminer les sections et les dimensions de ces éléments.

- Planchers.
- Balcons.
- Voiles.
- Poutres.
- Escaliers.
- Poteaux.

### II.2. Pré dimensionnement du plancher :

Un plancher, dans le domaine du bâtiment, est un ouvrage de charpente de menuiserie ou de maçonnerie, tout ou partie en bois, en fer ou en béton, formant une plate-forme horizontale au rez-de-chaussée ou une séparation entre les étages d'une construction.[1] dans notre projet (habitat) , il ya deux types des planchers : dalle en corps creux ,dalle pleine .

#### II.2.1. dalle en corps creux :

la dalle en corps creux est une plancher constituée de : corps creux (en mortier), poutrelle espacées de 65 cm et la dalle de compression.

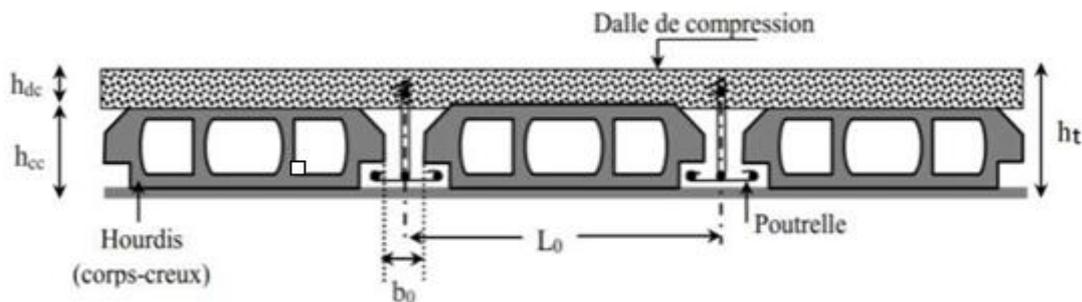


Figure II.1 coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec :

$h_{cc}$  : hauteur du corps creux.

$h_{de}$  : Hauteur de la dalle de compression.

$b_0$  : largeur de la nervure de **8 à 12 cm**.

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$H_t$  : Hauteur total du plancher.

L'épaisseur des planchers en corps creux et dépend de : le hauteur des poutrelles  $h_t$ , la condition de la résistance en feu et la condition de l'isolation phoniques .

### ❖ Pré dimensionnement des poutrelles :

poutrelles sont des éléments de la dalle en corps creux en béton armé ou en béton précontrainte d'une section en T.

La hauteur des poutrelles  $h$  est :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{20}, \text{ avec } L: \text{ est la plus grande portée dans le sens des nervures .}$$

dans notre projet :  $L=420$  cm. Alors:  $\frac{420}{25} < h < \frac{420}{20}$  implique :  $16,8 < h < 21$

On adopte :  $h=16$  cm et  $h_t = 16+4=20$  cm.

La largeur de la nervure  $b_0$  :  $b_0 = (0,4 : 0,8) h_t$ ,  $8 < b_0 < 16$ , on adopte :  $b_0=10$  cm.

On détermine  $b_1$  selon les conditions suivantes :

$$b_0 = \min\left(\frac{L_{max}}{10}; \frac{h_{hourdi}}{2}\right)$$

$$b_1 < \frac{L_{max}}{10} \text{ implique : } b_1 < \frac{420}{10} \text{ alors : } b_1 < 42 \text{ cm}$$

$$b_1 < \frac{h_{hourdi}}{2} \text{ implique : } b_1 < \frac{55}{2} \text{ alors : } b_1 < 27,5 \text{ cm}$$

Donc :  $b_1=27,5$  cm.

On détermine  $b$  :  $b=2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65$  cm. Alors :  $b=65$  cm.

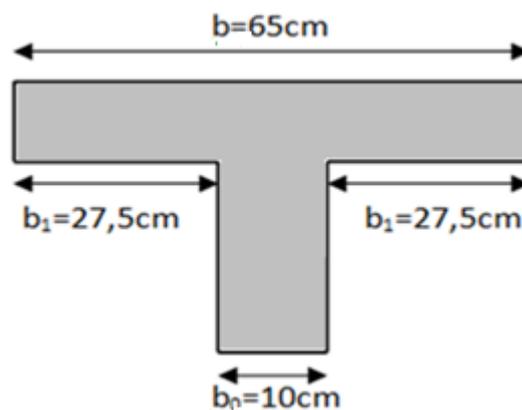


Figure. II.2. Dimensionnement de la poutrelle.

### Isolation phonique :

La loi des masses exige pour un bon confort acoustique une épaisseur :  $e \geq 16$  cm.

On admet :  $e = 16$  cm.

### ❖ Condition de résistance au feu :

Les normes imposent des épaisseurs de l'ordre :

$e=7$  cm, pour 1 heure de coup feu.

$e=11$  cm, pour 2 heure de coup feu.

$e=15$  cm, pour une coupe de feu de quatre heures .

On admet :  $e = 16$  cm.

### ❖ dimensionnement des planchers en corps creux :

On a :  $ht=16$  cm et  $e=4$  cm (épaisseur de la dalle de compression).

Alors le plancher en corps creux est d'épaisseur 20 cm (16+4) cm.

### II.3. pré dimensionnement du Balcon :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

- Pour les parties en console de plancher de notre bâtiment, nous avons adopté un type de plancher dalle pleine portée sur trois appuis. la condition de la flèche doit être vérifiée :

$L = 1.90m$  (La longueur de plus grande portée).

$$\frac{l}{15} \leq e \leq \frac{l}{20} + 7$$

$$\frac{190}{15} \leq e \leq \frac{190}{20} + 7$$

$$12.67 \leq e \leq 16.5$$

Concernant le pré-dimensionnement des dalles des balcons, nous adopterons une épaisseur de :  **$e=15$ cm.**

### II.4. Les voile :

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ; ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement. D'après le RPA 99 article 7.7.1

« Les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

$L$  : porté du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

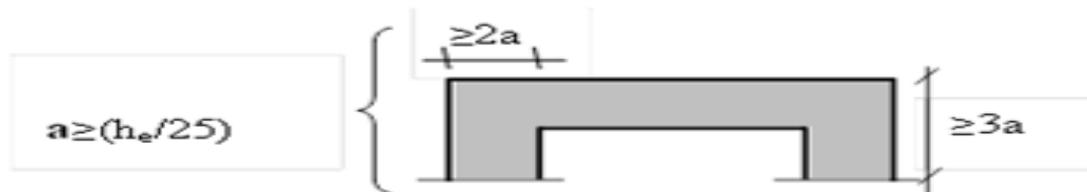


Figure .II.3 Coupe de voile en plan.

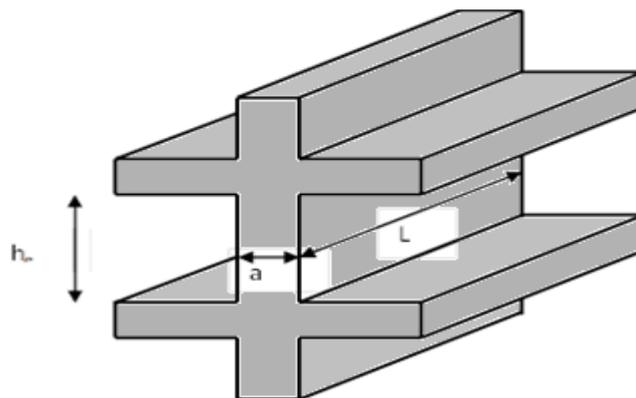


Figure .II.4. Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $H_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

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

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{323}{25} = 12,92 \text{ cm.}$$

Donc On adopte  $e=20\text{cm}$ .

- Vérification de la condition :  $L > 4 \times e$ .
- Sens xx :  $L_{min}=217\text{cm} > 60\text{cm}$  (Vérifié).
- Sens yy :  $L_{min} = 138 \text{ cm} > 60\text{cm}$ . (Vérifié).

### II.5. Pré dimensionnement des poutres :

En construction, il existe plusieurs types de section, pour les bâtiments d'habitation on adopte pour des sections régulières (rectangulaire, carrée). Le pré dimensionnement de ces poutres est basé sur les critères suivants :

Selon les règles BAEL91 :  $\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$

Ou : L : la portée de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Selon l'article (7.5.1) des RPA99/Version2003 :

Les dimensions de la poutre doivent vérifier les conditions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$ .
- $h \geq 30\text{cm}$ .
- $\frac{h}{b} \leq 4$ .

#### II.5.1. Poutres principales :

Pour les grandes portées : L = 5.10 m.

$$34 \leq h_t \leq 51$$

➤ **On prend : h=45 cm.**

$$b = (0,3 ; 0,5) h = (0,3 ; 0,5) 45 = (13,5 ; 22,5)$$

Soit: **b=30 cm.**

**Condition RPA 99 version 2003 :**

$$\left. \begin{array}{l} h=45 > 30\text{cm} \dots\dots \text{cv.} \\ b=30 > 20\text{cm} \dots\dots \text{cv.} \\ h/b=1.5 < 4 \dots\dots \text{cv} \end{array} \right\} \text{Poutre principale est de section (30x45) cm.}$$

#### II.5.2. Poutres secondaires :

Elles sont conçues pour les contreventements du bâtiment, elles jouent un rôle de chaînage.

Pour les grandes portées : L = 4,70 m

$$31.33 \leq h_t \leq 47$$

➤ **On prend : h = 40cm**

$$b = (0,3 ; 0,5) h = (0,3 ; 0,5) 40 = (12,20).$$

Soit : **b=30 cm.**

**Condition RPA 99 version 2003 :**

$$\left. \begin{array}{l} h=40 > 30\text{cm} \dots\dots \text{cv.} \\ b=30 > 20\text{cm} \dots\dots \text{cv.} \\ \frac{h}{b}=1.33 < 4 \dots\dots \text{cv} \end{array} \right\} \text{Poutre secondaire est de section (30x40) cm.}$$

### II.6. Pré dimensionnement d'escaliers :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de **BLONDEL**.

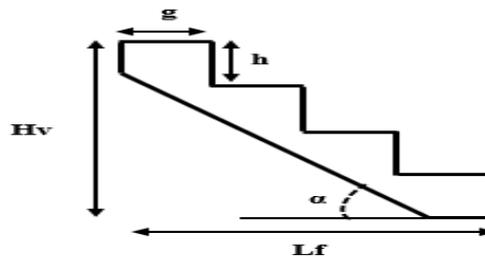


Figure II.5 Dimensions de l'escalier

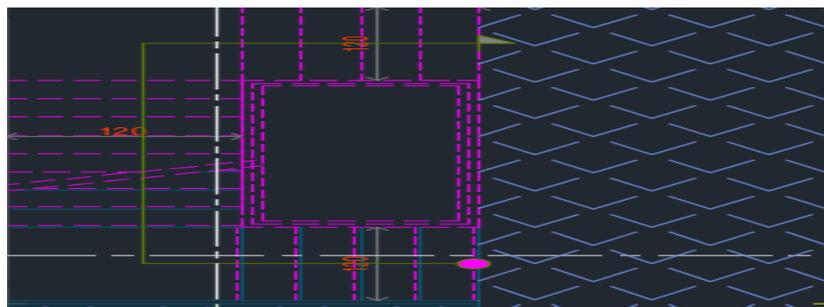


Figure II.6 Escalier à trois volées.

Pour le dimensionnement des marches

(g) et contre marche (h), on utilise la formule de **BLONDEL**.

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

Avec les conditions suivantes :

- h : Varié de 14cm à 20cm.
- g : Varié de 25cm à 32cm.

Les escaliers composent de 3 volées et 2 paliers à chaque étage.

D'après la formule de BLONDEL qui donne :  $g+2h = m$ .

**En prendre** :  $m = 64$  m.

**En prendre** :  $h=17$  cm et  $g=30$  cm.

Donc :  $g + 2h = 30 + 34 = 64 \leq 66\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$

- Nombre de contre marche :

$$N_{cm} = \frac{H_v}{h} = \frac{1,53}{0,17} = 9 \text{ contre marches.}$$

- Nombre de marche de volée :

$$N_m = N_{cm} - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

- La longueur de la ligne de foulé :

$$L_f = g \times N_m = 0,30 \times 8 = 2,4 \text{ m.}$$

- longueur de paillasse :

$$L_p = \sqrt{h^2 + L_f^2} = \sqrt{1,53^2 + 2,4^2} = 2,84\text{m}$$

- L'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{l_f} = \frac{1,53}{2,4} = 0,638 \quad \alpha = 32,54^\circ$$

- épaisseur de la paillasse :

Selon la condition suivant :

$$e = \left(\frac{1}{30}; \frac{1}{20}\right)L_p = \left(\frac{284}{30}; \frac{284}{20}\right)$$

$$e = (9,46; 14,2) \text{ cm.}$$

Donc on prend : **e = 12cm.**

### II.7. Pré dimensionnement des poteaux :

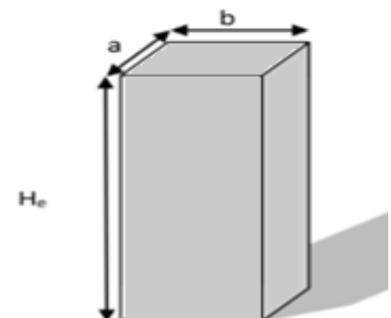
Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux

les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

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

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.



**Figure II.7. Dimensionnement d'un poteau.**

- La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la Compression du béton selon le BAEL 91.

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la Compression, en vérifiant l'hypothèse suivant :

❖ **D'après RPA99/version 2003 :**

- ✓  $\text{Min}(b, a) \geq 30 \text{ cm.}$
- ✓  $\text{Min}(b, a) \geq \frac{h_e}{20}.$
- ✓  $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4.$

❖ **D'après les règles BAEL91 :**

L'effort normal ultime agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[ \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

Avec:

$B_r$ : section réduite du poteau,  $B_r = (a-0.02) \times (b-0.02) \text{ m}^2.$

$N_{ult}$ : Effort normal maximal à l'ELU ( $N_u = 1.35G + 1.5Q$ ).

$f_{c28}$ : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ MP}$

$F_e$ : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend :  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$A_s$ : section d'armature dans le poteau

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton tel que :  $\gamma_b = 1.5$  (situation durable ou transitoire).

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :  $\gamma_s = 1.15$  (situation durable ou Transitoire).

$\alpha$ : coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

$$\begin{cases} \text{pour } \lambda \leq 50 & \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 & \alpha = 0.6 \left( \frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{cases}$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section :

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \Rightarrow \text{Alors : } N_u \leq \alpha \cdot B_r \cdot \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]$$

$$\text{Donc } \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]}$$

- $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708 \quad \Rightarrow B_r \geq 0.064 N_u$

- $\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603 \quad \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_u$

$N_u$ : est déterminé à partir de la descente des charges.

## II.8. Evaluation des charges et surcharges :

### ➤ Plancher terrasse (corps creux) : (inaccessible)

Charge permanent :

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon roulé 5(cm)	17	0,85
2	Etanchéité ...	.....	0,12
3	Isolation thermique 5(cm)	0,3	0,015
4	Forme en pente 8(cm)	22	1,76
5	P- Corps creux 20(cm)	14	3,25
6	Enduit de plâtre 2(cm)	10	0,20
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>6,20</b>

Surcharges d'exploitation : Q = 1 KN/m<sup>2</sup>

Tableau .II.1. Charge permanente due au plancher terrasse (corps creux).

### ➤ Plancher étage courant (corps creux) :

Charge permanent :

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloison .....	....	1,20
2	carrelage 2(cm)	22	0,44
3	Mortier de pose 2(cm)	20	0,40
4	Couche de sable 2(cm)	18	0,36
5	P- Corps creux 20(cm)	.....	3,25
6	Enduit de plâtre 2(cm)	10	0,20
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>5,85</b>

Surcharges d'exploitation : Q = 1,5 KN/m<sup>2</sup>

Tableau. II.2 Charge permanente due au plancher étage courant (corps creux).

➤ **Plancher terrasse dalles pleines : (inaccessible)**

**Charge permanent :**

	<b>Couche et épaisseur (cm)</b>	<b>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>
1	Gravillon roulé 5(cm)	17	0,85
2	Etanchéité ...	.....	0,12
3	Isolation thermique 5(cm)	0,3	0,015
4	Forme en pente 8(cm)	22	1,76
5	P- dalle-pleine 16(cm)	25	4,00
6	Enduit de plâtre 2(cm)	10	0,20
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>6,95</b>

**Surcharges d'exploitation : Q = 1 KN/m<sup>2</sup>**

**Tableau. II.3 Charge permanente due au plancher terrasse (dalle pleines).**

➤ **Plancher étage courant dalles pleines :**

**Charge permanent :**

	<b>Couche et épaisseur (cm)</b>	<b>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>
1	Cloison .....	....	1,20
2	Carrelage 2(cm)	22	0,44
3	Mortier de pose 2(cm)	20	0,40
4	Couche de sable 2(cm)	18	0,36
5	P- dalles pleines 16(cm)	25	4,00
6	Enduit de plâtre 2(cm)	10	0,20
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>6,6</b>

**Surcharges d'exploitation : Q = 1,5 KN/m<sup>2</sup>**

**Tableau .II.4. Charge permanente due au Plancher étage courant dalles pleines.**

➤ les Balcons :

Balcons terrasse :

Charge permanent :

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon roulé 5(cm)	17	0,85
2	Etanchéité ...	.....	0,12
3	Isolation thermique 5(cm)	0,3	0,015
4	Forme en pente 10(cm)	22	2,2
5	P- dalle-pleine 15(cm)	25	3,75
6	Enduit de plâtre 2(cm)	20	0,40
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>7,33</b>

Surcharges d'exploitation:  $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

Tableau. II.5.Charge permanente du balcon terrasse.

➤ Balcons étage courant :

Charge permanent :

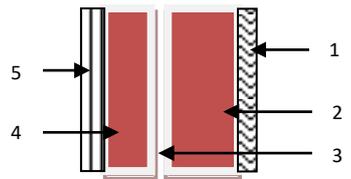
	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage 2(cm)	22	0,44
2	Mortier de pose 2(cm)	20	0,40
3	Lit de sable 2(cm)	18	0,36
4	dalles pleines 15(cm)	25	3,75
5	Enduit de ciment 2(cm)	10	0,20
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>5,15</b>

Surcharges d'exploitation:  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.6.Charge permanente du balcon étage.

➤ **Murs extérieurs** :(épaisseur e=30cm)

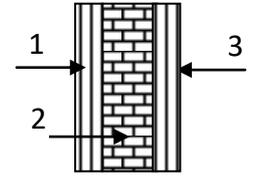
	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre 1,5 2(cm)	10	0,15
2	Brique creux 10(cm)	.....	0,90
3	L'âme d'aire 5(cm)	....	....
4	Brique creux 15(cm)	.....	1,30
5	Enduit de ciment 2(cm)	20	0,40
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>2,75</b>



**Tableau. II.7 Charge permanente due aux murs extérieurs.**

➤ **Cloison intérieure** :(épaisseur e=10cm).

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre 1,5 (cm)	10	0,15
2	Brique creux 10(cm)	.....	0,90
3	Enduit de plâtre 1,5(cm)	10	0,15
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>1,2</b>



**Tableau. II.8 Charge permanente due aux cloisons.**

➤ **Cloisons intérieures à doubles parois** :

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre 1,5 2(cm)	10	0,15
2	Brique creux 10(cm)	.....	0,90
3	L'âme d'aire 5(cm)	....	....
4	Brique creux 15(cm)	.....	1,30
5	Enduit de plâtre 1,5(cm)	10	0,15
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>2,50</b>



**Tableau. II.9 Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.**

➤ **Les escaliers :**

**Palier :**

**Charge permanente :**

Matériaux & Epaisseur(m)	Poids Volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
carrelage 2cm	22	0,44
mortier de pose 2cm	20	0,40
Couche de sable fin 2cm	18	0,36
Poids propre de palier 17	25	4,25
Enduit de ciment 2 cm	20	0,40
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>5,85</b>

**Surcharge d'exploitation : Q=2.5 KN/m<sup>2</sup>**

**Tableau II.10 Charge permanentées paliers.**

✓ **Paillasse avec inclinaison 32,54° :**

Matériaux & Epaisseur(m)	Poids Volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
carrelage 2cm	22	0,44
mortier de pose 2cm	20	0,40
couche de sable fin 2cm	18	0,36
poids propre des marches 8.5cm	25	2,12
poids propre de la paillasse	$0,12 \times 25 / \cos 32,54$	3,55
Enduit de ciment 2cm	20	0,40
<b>Total (KN/m<sup>2</sup>) =</b>		<b>7,27</b>

**Surcharge d'exploitation : Q=2,5KN/m<sup>2</sup>.**

**Tableau II.11 Charge permanente de la paillasse.**

### II.9. Descente des charges :

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

D'après le RPA les poteaux de rives et d'angles, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

On se limitera dans notre étude sur le calcul de la descente de charges du poteau le plus sollicité seulement.

### II.9.1. Poteau intermédiaire :

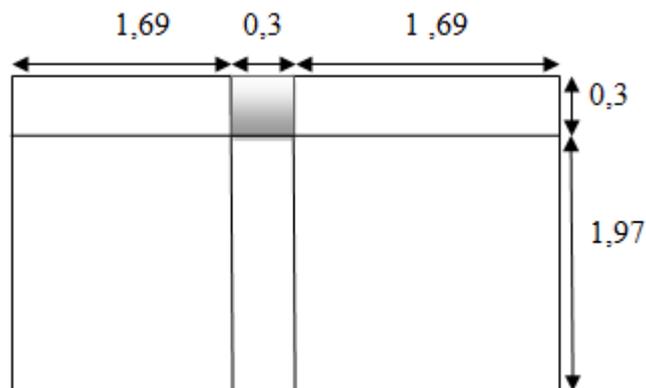


Figure .II.8. Dimensions et surfaces revenant au poteau intermédiaire.

➤ **Les surfaces :**

$$S_{totale} = S_{afférente} + S_{poutres} + S_{entre\ poutres}.$$

$$S_{afférente} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_{poutres} = S_{PP} + S_{PS}.$$

S<sub>entre poutres</sub>

➤ **Les charges permanentes : G**

$$\text{Planchers: } G = S_{afférente} \times G_i.$$

$$\text{Poteaux: } G = S_{poteau} \times H \times p.$$

$$\text{Poutres: } G = S_{poutre} \times H \times p.$$

$$\text{Murs: } G = S_{murs} \times G_i.$$

➤ **Les charges d'exploitation : Q.**

$$\text{Planchers : } Q = S_{totale} \times Q_i.$$

$$\text{Poteaux : } Q = S_{poteau} \times H \times p.$$

$$\text{Poutres : } Q = S_{poutre} \times H \times p.$$

$$\text{Murs : } Q = S_{murs} \times Q_i$$

Elément	b [m]	h [m]	S <sub>afférente</sub> [m <sup>2</sup> ]	S <sub>totale</sub> [m <sup>2</sup> ]	H [m]	G <sub>i</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>i</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	p[KN/m <sup>3</sup> ]	G [KN]	Q [KN]
	1,69	1,97								
	1,69									
plancher terrasse inaccessible			6,67	7,82		6,2	1		41,35	7,82
plancher étage courant			6,67	7,82		5,85	1,5		39,02	11,73
plancher RDC			6,67	7,82		5,85	1,5		39,02	11,73

<b>poteau (RDC-1-2)</b>	0,50	0,50	0,25		3,23			25	20,19	
<b>poteau (3-4-5)</b>	0,45	0,45	0,2		3,23			25	16,15	
<b>poteau (6-7-8)</b>	0,40	0,40	0,12		3,23			25	9,69	
<b>poteau (9-10-11)</b>	0,35	0,35	0,122		3,23			25	9,85	
<b>poteau (12-13-14)</b>	0,30	0,30	0,09		3,23			25	7,27	
<b>poutre principale</b>	0,30	0,45	0,135		0,45			25	1,52	
<b>poutre secondaire</b>	0,30	0,40	0,12		0,40			25	1,2	
<b>section entre poutres</b>	0,30	0,30	0,90						26,29	
<b>mure extérieur étage</b>	2,83	3,38	9,56			2,75				
<b>mure extérieur RDC</b>	2,83	3,38	9,56			2,75			26,29	

**Tableau II.12. Les surfaces, les poids et les charges G et Q**

<b>N° du niveau</b>	<b>Elément</b>	<b>Surcharge avant Dégression</b>	<b>Coefficient de Dégression</b>	<b>G(KN)</b>	<b>Q(KN)</b>
<b>N<sub>1</sub></b>	Plancher terrasse	7,82	1	41,35	7,82
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Acrotère			7,7	
	Total			51,77	7,82
<b>N<sub>2</sub></b>	Venant N <sub>1</sub>			51,77	7,82
	Poteau			7,27	
	Poids murs			26,29	

	Total			85,33	7,82
<b>N<sub>3</sub></b>	Venant N <sub>2</sub>			85,33	7,82
	Plancher étage	11,73		39,02	11,73
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			127,07	19,55
<b>N<sub>4</sub></b>	Venant N <sub>3</sub>			127,07	19,55
	Poteau			7,27	
	Poids murs			26,29	
	Total			160,63	19,55
<b>N<sub>5</sub></b>	Venant N <sub>4</sub>			160,63	19,55
	Plancher étage	11,73	0,9	39,02	10,56
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			202,37	30,11
<b>N<sub>6</sub></b>	Venant N <sub>5</sub>			202,37	30,11
	Poteau			7,27	
	Poids murs			26,29	
	Total			235,93	30,11
<b>N<sub>7</sub></b>	Venant N <sub>6</sub>			235,93	30,11
	Plancher étage	11,73	0,8	39,02	9,4
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			277,67	39,51
<b>N<sub>8</sub></b>	Venant N <sub>7</sub>			277,67	39,51

	Poteau			9,85	
	Poids murs			26,29	
	Total			313,81	39,51
<b>N<sub>9</sub></b>	Venant N <sub>8</sub>			313,81	39,51
	Plancher étage	11,73	0,7	39,02	8,2
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			355,55	47,71
<b>N<sub>10</sub></b>	Venant N <sub>9</sub>			355,55	47,71
	Poteau			9,85	
	Poids murs			26,29	
	Total			391,69	47,71
<b>N<sub>11</sub></b>	Venant N <sub>10</sub>			391,69	47,71
	Plancher étage	11,37	0,6	39,02	6,8
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			433,43	54,51
<b>N<sub>12</sub></b>	Venant N <sub>11</sub>			433,43	54,51
	Poteau			9,85	
	Poids murs			26,29	
	Total			511,31	54,51
<b>N<sub>13</sub></b>	Venant N <sub>12</sub>			511,31	54,51
	Plancher étage	11,37	0,5	39,02	5,7
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	

	Total			553,05	60,21
<b>N<sub>14</sub></b>	Venant N <sub>13</sub>			553,05	60,21
	Poteau			9,69	
	Poids murs			26,29	
	Total			589,03	60,21
<b>N<sub>15</sub></b>	Venant N <sub>14</sub>			589,03	60,21
	Plancher étage	11,37	0,5	39,02	5,7
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			630,77	65,91
<b>N<sub>16</sub></b>	Venant N <sub>15</sub>			630,77	65,91
	Poteau			9,69	
	Poids murs			26,29	
	Total			667,15	65,91
<b>N<sub>17</sub></b>	Venant N <sub>16</sub>			667,15	65,91
	Plancher étage	11,37	0,5	39,02	5,7
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			708,89	71,61
<b>N<sub>18</sub></b>	Venant N <sub>17</sub>			708,89	71,61
	Poteau			9,69	
	Poids murs			26,29	
	Total			744,87	71,61
<b>N<sub>19</sub></b>	Venant N <sub>18</sub>			744,87	71,61
	Plancher étage	11,37	0,5	39,02	5,7

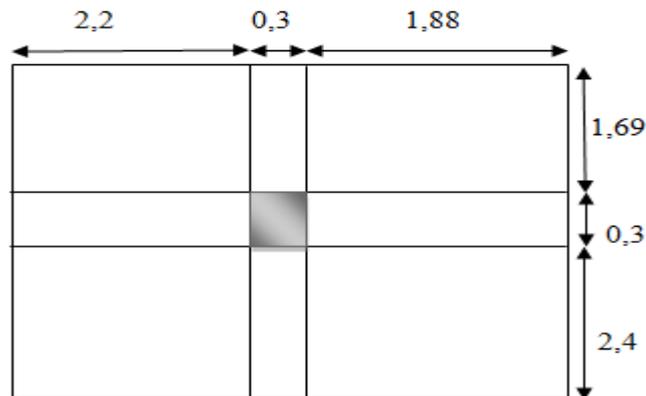
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			786,59	77,31
<b>N<sub>20</sub></b>	Venant N <sub>19</sub>			786,59	77,31
	Poteau			16,15	
	Poids murs			26,29	
	Total			828,93	77,31
<b>N<sub>21</sub></b>	Venant N <sub>20</sub>			828,93	77,31
	Plancher étage	11,37	0,5	39,02	5,7
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			870,67	83,01
<b>N<sub>22</sub></b>	Venant N <sub>21</sub>			870,67	83,01
	Poteau			16,15	
	Poids murs			26,29	
	Total			913,11	83,01
<b>N<sub>23</sub></b>	Venant N <sub>22</sub>			913,11	83,01
	Plancher étage	11,37	0,5	39,02	5,7
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			954,85	88,71
<b>N<sub>24</sub></b>	Venant N <sub>23</sub>			954,85	88,71
	Poteau			16,15	
	Poids murs			26,29	
	Total			997,29	88,71

<b>N<sub>25</sub></b>	Venant N <sub>24</sub>			997,29	88,71
	Plancher étage	11,37	0,5	39,02	5,7
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			1039,03	94,41
<b>N<sub>26</sub></b>	Venant N <sub>21</sub>			1039,03	94,41
	Poteau			20,19	
	Poids murs			26,29	
	Total			1086,12	94,41
<b>N<sub>27</sub></b>	Venant N <sub>26</sub>			1086,12	94,41
	Plancher étage	11,37	0,5	39,02	5,7
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			1127,86	100,11
<b>N<sub>28</sub></b>	Venant N <sub>27</sub>			1127,86	100,11
	Poteau			20,19	
	Poids murs			26,29	
	Total			1174,34	100,11
<b>N<sub>29</sub></b>	Venant N <sub>28</sub>			1174,34	100,11
	Plancher étage	11,37	0,5	39,02	5,7
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			1216,08	105,81
<b>N<sub>30</sub></b>	Venant N <sub>29</sub>			1216,08	105,81

	Poteau			20,19	
	Poids murs			26,29	
	Total			1262,56	105,81

**Tableau II.13 . Descente des charges de Poteau intermédiaire.**

### II.9.2. Poteau centrale :



**Figure .II.9. Dimensions et surfaces revenant au poteau central.**

#### ➤ Les surfaces :

$$S_{totale} = S_{afférente} + S_{poutres} + S_{entre poutres}$$

$$S_{afférente} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{poutres} = S_{PP} + S_{PS}$$

#### ➤ Les charges permanentes : G

$$\text{Planchers : } G = S_{afférente} \times G_i$$

$$\text{Poteaux : } G = S_{poteau} \times H \times p$$

$$\text{Poutres : } G = S_{poutre} \times H \times p$$

$$\text{Murs : } G = S_{murs} \times G_i$$

#### ➤ Les charges d'exploitation : Q.

$$\text{Planchers : } Q = S_{totale} \times Q_i$$

$$\text{Poteaux : } Q = S_{poteau} \times H \times p$$

$$\text{Poutres : } Q = S_{poutre} \times H \times p$$

$$\text{Murs : } Q = S_{murs} \times Q_i$$

Elément	b [m]	h [m]	S <sub>afférente</sub> [m <sup>2</sup> ]	S <sub>totale</sub> [m <sup>2</sup> ]	H [m]	G <sub>i</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>i</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	p [KN/m <sup>3</sup> ]	G [KN]	Q [KN]
	2,2	1,96								
	1,88	2,4								
plancher terrasse inaccessible			16,69	17,85		6,2	1		103,5	17,85
plancher étage			16,69	17,85		5,85	1,5		97,64	26,77

<b>courant</b>										
<b>plancher RDC</b>			16,69	17,85		5,85	1,5		97,64	26,77
<b>poteau (RDC-1-2)</b>	0,50	0,50	0,25		3,23			25	20,19	
<b>poteau (3-4-5)</b>	0,45	0,45	0,2		3,23			25	16,15	
<b>poteau (6-7-8)</b>	0,40	0,40	0,12		3,23			25	9,69	
<b>poteau (9-10-11)</b>	0,35	0,35	0,122		3,23			25	9,85	
<b>poteau (12-13-14)</b>	0,30	0,30	0,09		3,23			25	7,27	
<b>poutre principale</b>	0,30	0,45	0,135		0,45			25	1,52	
<b>poutre secondaire</b>	0,30	0,40	0,12		0,40			25	1,2	
<b>section entre poutres</b>	0,30	0,30	0,90							
<b>mure intérieure étage</b>	2,78	4,09	11,37			1,2			13,64	
<b>mure intérieure RDC</b>	2,78	4,09	11,37			1,2			13,64	

**Tableau II.14. Les surfaces, les poids et les charges G et Q.**

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	G(KN)	Q(KN)
N <sub>1</sub>	Plancher terrasse	17,85	1	103,5	17,85
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			106,22	17,85
N <sub>2</sub>	Venant N <sub>1</sub>			106,22	17,85
	Poteau			7,27	

	Poids murs			13,64	
	Total			127,13	17,85
<b>N<sub>3</sub></b>	Venant N <sub>2</sub>			127,13	17,85
	Plancher étage	26,77	1	97,64	26,77
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			227,49	44,62
<b>N<sub>4</sub></b>	Venant N <sub>3</sub>			227,49	44,62
	Poteau			7,27	
	Poids murs			13,64	
	Total			248,40	44,62
<b>N<sub>5</sub></b>	Venant N <sub>4</sub>			248,40	44,62
	Plancher étage	26,77	0,9	97,64	24,09
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			348,76	68,71
<b>N<sub>6</sub></b>	Venant N <sub>5</sub>			348,76	68,71
	Poteau			7,27	
	Poids murs			13,64	
	Total			369,67	68,71
<b>N<sub>7</sub></b>	Venant N <sub>6</sub>			369,67	68,71
	Plancher étage	26,77	0,8	97,64	21,42
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			470,03	90,13

<b>N<sub>8</sub></b>	Venant N <sub>7</sub>			470,03	90,13
	Poteau			9,85	
	Poids murs			13,64	
	Total			493,52	90,13
<b>N<sub>9</sub></b>	Venant N <sub>8</sub>			493,52	90,13
	Plancher étage	26,77	0,7	97,64	18,74
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			593,88	108,87
<b>N<sub>10</sub></b>	Venant N <sub>9</sub>			593,88	108,87
	Poteau			9,85	
	Poids murs			13,64	
	Total			617,37	108,87
<b>N<sub>11</sub></b>	Venant N <sub>10</sub>			617,37	108,87
	Plancher étage	26,77	0,6	97,64	16,06
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			717,73	124,93
<b>N<sub>12</sub></b>	Venant N <sub>11</sub>			717,73	124,93
	Poteau			9,85	
	Poids murs			13,64	
	Total			741,22	124,93
<b>N<sub>13</sub></b>	Venant N <sub>12</sub>			741,22	124,93
	Plancher étage	26,77	0,5	97,64	13,38
	Poutre principale			1,52	

	Poutre secondaire			1,2	
	Total			841,58	138,31
<b>N<sub>14</sub></b>	Venant N <sub>13</sub>			841,58	138,31
	Poteau			9,69	
	Poids murs			13,64	
	Total			864,91	138,31
<b>N<sub>15</sub></b>	Venant N <sub>14</sub>			864,91	138,31
	Plancher étage	26,77	0,5	97,64	13,38
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			965,27	151,69
<b>N<sub>16</sub></b>	Venant N <sub>15</sub>			965,27	151,69
	Poteau			9,69	
	Poids murs			13,64	
	Total			988,6	151,69
<b>N<sub>17</sub></b>	Venant N <sub>16</sub>			988,6	151,69
	Plancher étage	26,77	0,5	97,64	13,38
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			1088,96	165,07
<b>N<sub>18</sub></b>	Venant N <sub>17</sub>			1088,96	165,07
	Poteau			9,69	
	Poids murs			13,64	
	Total			1112,29	165,07
<b>N<sub>19</sub></b>	Venant N <sub>18</sub>			1112,29	165,07

	Plancher étage	26,77	0,5	97,64	13,38
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			1212,65	178,45
<b>N<sub>20</sub></b>	Venant N <sub>19</sub>			1212,65	178,45
	Poteau			16,15	
	Poids murs			13,64	
	Total			1242,44	178,45
<b>N<sub>21</sub></b>	Venant N <sub>20</sub>			1242,44	178,45
	Plancher étage	26,77	0,5	97,64	13,38
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			1342,8	191,83
<b>N<sub>22</sub></b>	Venant N <sub>21</sub>			1342,8	191,83
	Poteau			16,15	
	Poids murs			13,64	
	Total			1372,59	191,83
<b>N<sub>23</sub></b>	Venant N <sub>22</sub>			1372,59	13,38
	Plancher étage	26,77	0,5	97,64	
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			1472,95	205,21
<b>N<sub>24</sub></b>	Venant N <sub>23</sub>			1472,95	205,21
	Poteau			16,15	
	Poids murs			13,64	

	Total			1502,74	205,21
<b>N<sub>25</sub></b>	Venant N <sub>24</sub>			1502,74	205,21
	Plancher étage	26,77	0,5	97,64	13,38
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			1603,1	218,59
<b>N<sub>26</sub></b>	Venant N <sub>21</sub>			1603,1	218,59
	Poteau			20,19	
	Poids murs			13,64	
	Total			1636,94	218,59
<b>N<sub>27</sub></b>	Venant N <sub>26</sub>			1636,94	218,59
	Plancher étage	26,77	0,5	97,64	13,38
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			1737,3	231,97
<b>N<sub>28</sub></b>	Venant N <sub>27</sub>			1737,3	231,97
	Poteau			20,19	
	Poids murs			13,64	
	Total			1771,13	231,97
<b>N<sub>29</sub></b>	Venant N <sub>28</sub>			1771,13	231,97
	Plancher étage	26,77	0,5	97,64	13,38
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			1871,49	245,35

N <sub>30</sub>	Venant N <sub>29</sub>			1871,49	245,35
	Poteau			20,19	
	Poids murs			13,64	
	Total			1905,32	245,35

Tableau II.15. Descente des charges de Poteau central.

### II.9.3. Poteau d'angle :

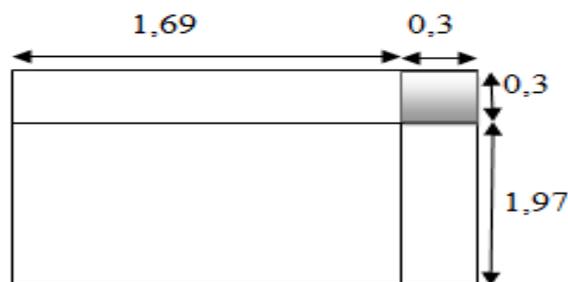


Figure .II.10. Dimensions et surfaces revenant au poteau d'angle.

Elément	b [m]	h [m]	Safférente [m <sup>2</sup> ]	Stotale [m <sup>2</sup> ]	H [m]	Gi [KN/m <sup>2</sup> ]	Qi [KN/m <sup>2</sup> ]	p[KN/m <sup>3</sup> ]	G [KN]	Q [KN]
	1,69	1,97								
plancher terrasse inaccessible			3,33	4,48		6,2	1		20,65	4,48
plancher étage courant			3,33	4,48		5,85	1,5		19,48	6,72
plancher RDC			3,33	4,48		5,85	1,5		19,48	6,72
poteau (RDC-1-2)	0,50	0,50	0,25		3,23			25	20,19	
poteau (3-4-5)	0,45	0,45	0,2		3,23			25	16,15	
poteau (6-7-8)	0,40	0,40	0,12		3,23			25	9,69	
poteau (9-10-11)	0,35	0,35	0,122		3,23			25	9,85	
poteau (12-13-14)	0,30	0,30	0,09		3,23			25	7,27	
poutre principale	0,30	0,45	0,135		0,45			25	1,52	
poutre secondaire	0,30	0,40	0,12		0,40			25	1,2	
section entre poutres	0,30	0,30	0,90							
Acrotère									7,7	

mure extérieur étage	2,78	4,09	10,25			2,75			28,18	
mure extérieur RDC	2,78	4,09	10,25			2,75			28,18	

Tableau II.16. Les surfaces, les poids et les charges G et Q.

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	G(KN)	Q(KN)
N <sub>1</sub>	Plancher terrasse	4,48	1	20,65	4,48
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Acrotère			7,7	
	Total			31,07	4,48
N <sub>2</sub>	Venant N <sub>1</sub>			31,07	4,48
	Poteau			7,27	
	Poids murs			28,18	
	Total			66,52	4,48
N <sub>3</sub>	Venant N <sub>2</sub>			66,52	4,48
	Plancher étage	6,72	1	19,48	6,72
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			88,72	11,20
N <sub>4</sub>	Venant N <sub>3</sub>			88,72	11,20
	Poteau			7,27	
	Poids murs			28,18	
	Total			124,17	11,20

<b>N<sub>5</sub></b>	Venant N <sub>4</sub>			124,17	11,20
	Plancher étage	6,72	0,9	19,48	6,04
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			146,37	17,24
<b>N<sub>6</sub></b>	Venant N <sub>5</sub>		0,9	146,37	17,24
	Poteau			7,27	
	Poids murs			28,18	
	Total			181,82	17,24
<b>N<sub>7</sub></b>	Venant N <sub>6</sub>			181,82	17,24
	Plancher étage	6,72	0,8	19,48	5,37
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			204,02	22,61
<b>N<sub>8</sub></b>	Venant N <sub>7</sub>			204,02	22,61
	Poteau			9,85	
	Poids murs			28,18	
	Total			242,05	22,61
<b>N<sub>9</sub></b>	Venant N <sub>8</sub>			242,05	22,61
	Plancher étage	6,72	0,7	19,48	4,70
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			264,25	27,31
<b>N<sub>10</sub></b>	Venant N <sub>9</sub>			264,25	27,31
	Poteau			9,85	

	Poids murs			28,18	
	Total			302,28	27,31
<b>N<sub>11</sub></b>	Venant N <sub>10</sub>			302,28	27,31
	Plancher étage	6,72	0,6	19,48	4,03
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			324,48	31,34
<b>N<sub>12</sub></b>	Venant N <sub>11</sub>			324,48	31,34
	Poteau			9,85	
	Poids murs			28,18	
	Total			362,51	31,34
<b>N<sub>13</sub></b>	Venant N <sub>12</sub>			362,51	31,34
	Plancher étage	6,72	0,5	19,48	3,36
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			384,71	34,70
<b>N<sub>14</sub></b>	Venant N <sub>13</sub>			384,71	34,70
	Poteau			9,69	
	Poids murs			28,18	
	Total			422,58	34,70
<b>N<sub>15</sub></b>	Venant N <sub>14</sub>			422,58	34,70
	Plancher étage	6,72	0,5	19,48	3,36
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			444,78	38,06

<b>N<sub>16</sub></b>	Venant N <sub>15</sub>			444,78	38,06
	Poteau			9,69	
	Poids murs			28,18	
	Total			482,65	38,06
<b>N<sub>17</sub></b>	Venant N <sub>16</sub>			482,65	38,06
	Plancher étage	6,72	0,5	19,48	3,36
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			504,85	41,42
<b>N<sub>18</sub></b>	Venant N <sub>17</sub>			504,85	41,42
	Poteau			9,69	
	Poids murs			28,18	
	Total			542,72	41,42
<b>N<sub>19</sub></b>	Venant N <sub>18</sub>			542,72	41,42
	Plancher étage	6,72	0,5	19,48	3,36
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			564,92	44,78
<b>N<sub>20</sub></b>	Venant N <sub>19</sub>			564,92	44,78
	Poteau			16,15	
	Poids murs			28,18	
	Total			609,25	44,78
<b>N<sub>21</sub></b>	Venant N <sub>20</sub>			609,25	44,78
	Plancher étage	6,72	0,5	19,48	3,36
	Poutre principale			1,52	

	Poutre secondaire			1,2	
	Total			631,45	48,14
<b>N<sub>22</sub></b>	Venant N <sub>21</sub>			631,45	48,14
	Poteau			16,15	
	Poids murs			28,18	
	Total			675,78	48,14
<b>N<sub>23</sub></b>	Venant N <sub>22</sub>			675,78	48,14
	Plancher étage	6,72	0,5	19,48	3,36
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			697,98	51,5
<b>N<sub>24</sub></b>	Venant N <sub>23</sub>			697,98	51,5
	Poteau			16,15	
	Poids murs			28,18	
	Total			742,31	51,5
<b>N<sub>25</sub></b>	Venant N <sub>24</sub>			742,31	51,5
	Plancher étage	6,72	0,5	19,48	3,36
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			764,51	54,86
<b>N<sub>26</sub></b>	Venant N <sub>25</sub>			764,51	54,86
	Poteau			20,19	
	Poids murs			28,18	
	Total			812,88	54,86
<b>N<sub>27</sub></b>	Venant N <sub>26</sub>			812,88	54,86

	Plancher étage	6,72	0,5	19,48	3,36
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			835,08	58,22
<b>N<sub>28</sub></b>	Venant N <sub>27</sub>			835,08	58,22
	Poteau			20,19	
	Poids murs			28,18	
	Total			883,45	58,22
<b>N<sub>29</sub></b>	Venant N <sub>28</sub>			883,45	58,22
	Plancher étage	6,72	0,5	19,48	3,36
	Poutre principale			1,52	
	Poutre secondaire			1,2	
	Total			905,65	61,58
<b>N<sub>30</sub></b>	Venant N <sub>29</sub>			905,65	61,58
	Poteau			20,19	
	Poids murs			28,18	
	Total			954,02	61,58

**Tableau II.17. Descente des charges de Poteau d'angle.**

### II.9.4. Dimensionnement de la section du Poteau:

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = 2940,21 \text{ KN.}$$

$$N_s = G + Q = 2150,67 \text{ KN.}$$

Par majoration des efforts trouver de 10% :

$$N_u = 3234,23 \text{ KN.}$$

$$N_s = 2365,74 \text{ KN.}$$

❖ Niveau: (RDC+etage1+etage2)

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[ \frac{0,90\gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100\gamma_s}{f_e} \right]$$

$$Br \geq 0,064 \times Nu \Rightarrow Br \geq 0,064 \times 3,23423 = 0,206 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a } Br = (h - 0,02)(b - 0,02).$$

Si on fixe **b = 0,55 m** :

$$\text{Donc } Br = 0,53(h - 0,02) \geq 0,206 \text{ m}^2.$$

$$h \geq 0,45 \text{ m}.$$

On prend **h = 0,55**

$$Br = (0,55 - 0,02)(0,55 - 0,02) = 0,280 \text{ m}^2 \geq 0,206 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ C V}.$$

➤ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 ; l'élançement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivante :

$$\frac{l_f}{i}$$

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$  : poteau encasté à ses deux extrémités).

$$i : \text{ rayon de giration. } \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec : I : moment d'inertie.

B : section du béton.

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,23 \times \frac{\sqrt{12}}{0,50} = 14,24$$

$$\lambda = 14,24 < 50 \dots\dots\dots \text{CV}.$$

➤ **Vérification vis-à-vis l'RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

- $h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 55 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}.$
- $b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 55 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 16,15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}.$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{55}{55} = 0,25 < 1 \dots\dots\dots \text{CV}.$

**Donc on adopte la section du poteau : (b×h) = (55×55).**

❖ **Niveau: (etage 3, etage 4, etage 5)**

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[ \frac{0,90\gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100\gamma_s}{f_e} \right].$$

$$Br \geq 0,064 \times Nu \Rightarrow Br \geq 0,064 \times 2,57016 = 0,164 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a } Br = (h - 0,02)(b - 0,02).$$

Si on fixe **b = 0,50 m** :

$$\text{Donc } Br = 0,48(h - 0,02) \geq 0,164 \text{ m}^2.$$

$$h \geq 0,36 \text{ m}.$$

On prend **h = 0,50 m**.

$$Br = (0,50 - 0,02)(0,50 - 0,02) = 0,230 \text{ m}^2 \geq 0,164 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ C V}.$$

➤ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 ; l'élançement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivante :

$$\frac{l_f}{i}$$

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$  : poteau encastré à ses deux extrémités).

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

Avec :  $I$  : moment d'inertie.

$B$  : section du béton.

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,23 \times \frac{\sqrt{12}}{0,50} = 15,66$$

$$\lambda = 15,66 < 50 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

○ **Vérification vis-à-vis l'RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

- $h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 16,15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 0,25 < 1 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

**Donc on adopte la section du poteau : (b×h) = (50×50).**

❖ **Niveau: (etage 6, etage 7, etage 8)**

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[ \frac{0,90\gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100\gamma_s}{f_e} \right]$$

$$B_r \geq 0,064 \times N_u \Rightarrow B_r \geq 0,064 \times 1,92411 = 0,123 \text{ m}^2.$$

On a  $B_r = (h - 0,02)(b - 0,02)$ .

Si on fixe **b = 0,45m** :

$$\text{Donc } B_r = 0,43(h - 0,02) \geq 0,123 \text{ m}^2.$$

$$h \geq 0,31 \text{ m.}$$

On prend **h = 0,45m**.

$$B_r = (0,45 - 0,02)(0,45 - 0,02) = 0,185 \text{ m}^2 \geq 0,123 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

○ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 ; l'élançement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivante :

$$\frac{l_f}{i}$$

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$  : poteau encastré à ses deux extrémités).

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

Avec : I : moment d'inertie.

B : section du béton.

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,23 \times \frac{\sqrt{12}}{0,45} = 17,41$$

$$\lambda = 17,41 < 50 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification vis-à-vis l'RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

- $h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V.$
- $b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 16,15 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V.$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 0,25 < 1 \dots\dots\dots C.V.$

**Donc on adopte la section du poteau : (b×h) =(45×45).**

❖ **Niveau: (etage 9, etage 10, etage 11).**

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[ \frac{0,90\gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100\gamma_s}{f_e} \right]$$

$$B_r \geq 0,064 \times N_u \Rightarrow B_r \geq 0,064 \times 1,30685 = 0,084 \text{ m}^2.$$

On a  $B_r = (h - 0,02)(b - 0,02)$ .

Si on fixe **b= 0,40m** :

$$\text{Donc } B_r = 0,38(h - 0,02) \geq 0,084 \text{ m}^2.$$

$$h \geq 0,24 \text{ m}.$$

On prend **h= 0,40m**.

$$B_r = (0,40 - 0,02)(0,40 - 0,02) = 0,144 \text{ m}^2 \geq 0,084 \text{ m}^2 \dots\dots\dots C.V.$$

○ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

D'après les règles BAEL91 ; l'élançement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivante :

$$\frac{l_f}{i}$$

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$  : poteau encasté à ses deux extrémités).

$$i : \text{ rayon de giration. } \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec : I : moment d'inertie.

B : section du béton.

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,23 \times \frac{\sqrt{12}}{0,40} = 19,58$$

$$\lambda = 19,58 < 50 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

- $h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 16,15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 0,25 < 1 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

**Donc on adopte la section du poteau : (b×h) =(40×40).**

❖ **Niveau: ( etage 12,etage13,etage14)**

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[ \frac{0,90\gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100\gamma_s}{f_e} \right]$$

$$B_r \geq 0,064 \times N_u \Rightarrow B_r \geq 0,064 \times 0,6623 = 0,043 \text{ m}^2.$$

On a  $B_r = (h - 0,02)(b - 0,02)$ .

Si on fixe **b= 0,35m** :

Donc  $B_r = 0,33(h - 0,02) \geq 0,043 \text{ m}^2$ .

$\Rightarrow h \geq 0,15 \text{ m}$ .

On prend **h= 0,35m**.

$B_r = (0,35 - 0,02)(0,35 - 0,02) = 0,109 \text{ m}^2 \geq 0,043 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C V.}$

➤ **Vérification vis-à-vis le flambement :**

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,23 \times \frac{\sqrt{12}}{0,35} = 22,38$$

$\lambda = 22,38 < 50 \dots\dots\dots \text{CV.}$

➤ **Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

- $h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$
- $b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 35 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 16,15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 0,25 < 1 \dots\dots\dots \text{CV.}$

**Donc on adopte la section du poteau : (b×h) =(30×30).**

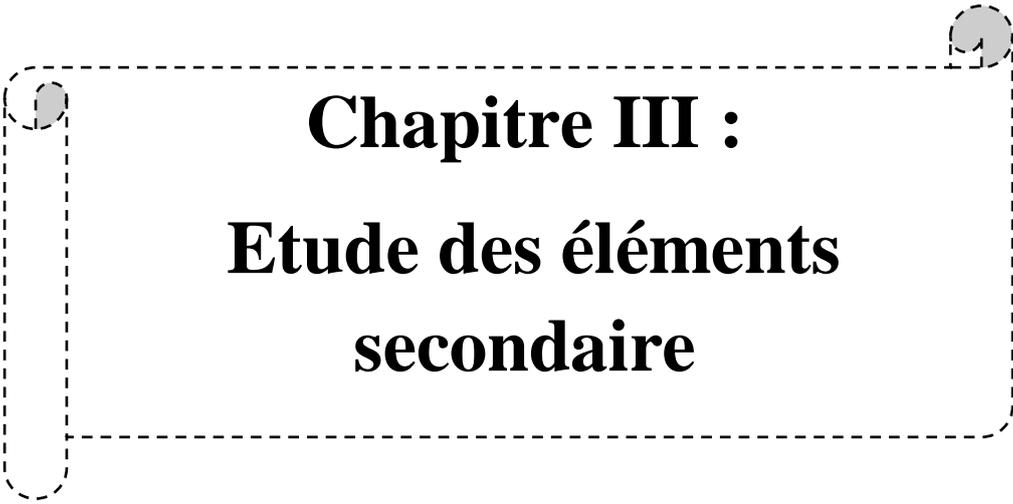
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	$N_U$	$1,1 \times N_u$	$0,064 \times B_r$	B	H
N( RDC,1,2)	2940,21	3234,23	0,206	0,55	0,55
N(3,4,5)	2336,51	2570,16	0,164	0,50	0,50
N(6,7,8)	1749,19	1924,11	0,123	0,45	0,45
N(9,10,11)	1188,04	1306,84	0,084	0,40	0,40
N(12,13,14 )	602,12	662 ,33	0,043	0,35	0,35

**Tableau II.18: Dimensionnement de la section du Poteau.**

---

---



**Chapitre III :**  
**Etude des éléments**  
**secondaire**

---

---

### III.1. Introduction :

Dans une structure quelconque, on distingue deux types d'éléments : les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Dans le présent chapitre, nous présentons l'étude des éléments qui comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les balcons, les planchers, et enfin les escaliers dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** ».

### III.2. Acrotère :

#### III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera à la flexion composée soumise à un effort normal dû à son poids propre (G) et un moment dû à la surcharge d'exploitation (Q).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L'ELU, et à L'ELS.

#### III.2.2 Dimensionnement :

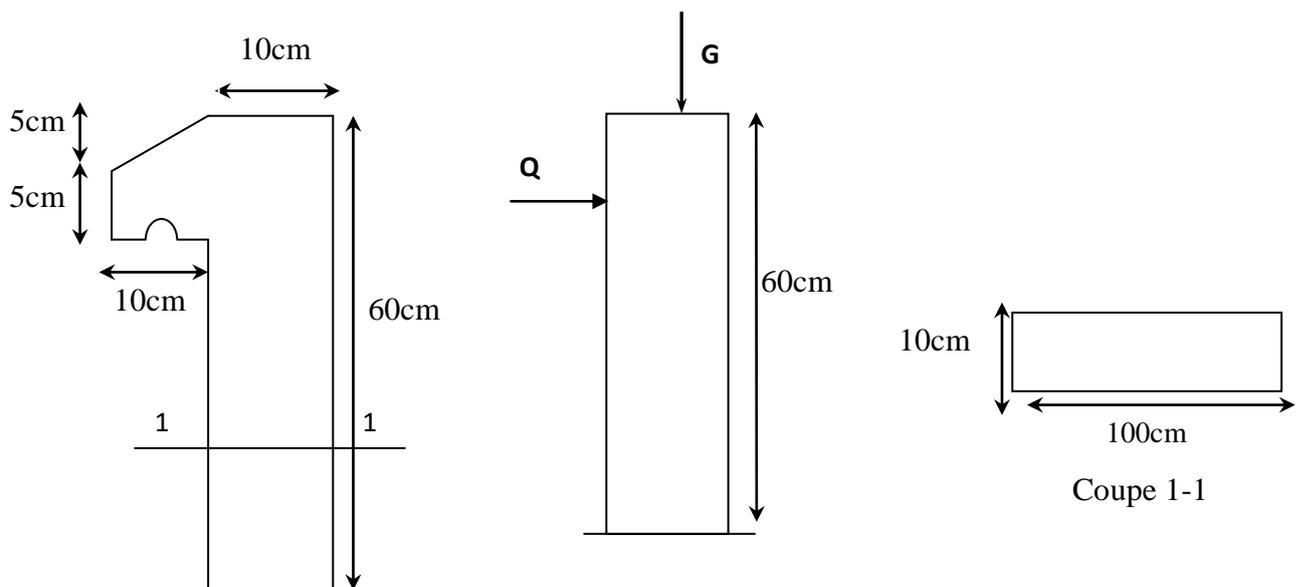


Figure .III.1. Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère.

### III.2.3 Principe de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

#### A- Evaluation des charges :

La surface de la coupe de l'acrotère est :

$$s = \left(\frac{0,05 \times 0,2}{2}\right) + (0,1 \times 0,05) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{m}^2$$

#### ✓ charge Permanente:

Le poids propre de l'acrotère est :

$$G = 25 \times 0,0675 = 1,687 \text{KN}$$

$$\text{Donc: } G = 1,687 \text{ KN/ml}$$

#### ✓ Surcharge d'exploitation : (de la main courante de personne).

$$Q = 1 \text{ KN/ ml.}$$

#### B- Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

$A = 0,15$  ..... **A** : coefficient d'accélération de zone (zone II) (**Tableau 4.1 RPA**).

$C_P = 0,80$  ..... **C<sub>P</sub>** : facteur de force horizontale (élément en console).

$W_P = 1,687 \text{KN/ml}$  ..... **W<sub>P</sub>** : poids de l'acrotère

$$\text{D'où : } F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1,687 \Rightarrow F_P = 0,809 \text{N/ml.}$$

- **Pour G** :  $N_G = 1,687 \text{ KN/ml}$  ,  $M_G = 0$  ,  $T_G = 0$
- **Pour Q** :  $N_Q = 0$  ,  $M_Q = H \times Q = 0,6 \text{ KN/ml}$  ,  $T_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$
- **Pour F<sub>p</sub>** :  $N_{F_p} = 0$  ,  $M_{F_p} \times H = 0,6 \times 1,35 = 0,81 \text{ KN/ml}$  ,  $T_{F_p} = F_p = 0,809 \text{ KN/ml}$ .

On a :  $F_P \leq Q$  ; alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- Poids propre :  $N_G = 1,687 \text{ KN/ml}$
- Surcharges :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$
- Un moment :  $M_E = Q \times h = 1,00 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m.}$
- Un effort tranchant :  $T_Q = 1.00 \text{ KN}$

### III.2.4 Calcul des sollicitations :

#### ✓ Etat limite ultime :

$$N_u = 1,35 \times N_G = 1,35 \times 1,687 = 2,27 \text{ KN.}$$

$$M_U = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m.}$$

$$T_U = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

#### ✓ Etat limite service :

$$N_{ser} = N_G = 1,687 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$T_{ser} = T_Q = 1 \text{ KN}$$

#### ✓ Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,27} = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

#### ✓ La nature de la section :

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$  le centre de pression 'c' se trouve en dehors de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

#### • Vérification de flambement :

D'après l'article B.8.3.2 du CBA93 le calcul se fait à l'état limite ultime ; notre acrotère est assimilé à une console :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.60 = 1,2 \text{ m}$$

$$\lambda = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{h}.$$

$l_f$ : longueur de flambement

$h$  : épaisseur d acrotère

$\lambda$  : L'élancement.

$$\lambda = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{h} = 1,2 \times \frac{\sqrt{12}}{0,1} = 41,56$$

$$\lambda_{\max} \leq \text{Max} \left\{ 50; \min \left[ e_0 = \frac{67e_0}{h}; 100 \right] \right\}$$

$$e_0 = 39 \text{ cm} = 0,39 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{67e_0}{h} = \frac{67 \times 0,39}{0,1} = 261,3$$

$$\lambda_{\max} \leq \text{Max} \{ 50; \min [ 261,3 ; 100 ] \} \rightarrow \lambda_{\max} = 100$$

$$\lambda = 41,56 \leq \lambda_{\max} = 100 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc : donc pas de risque de flambement.

• **L'excentricité totale :**

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_2$$

$e_{\text{tot}}$  : L'excentricité totale de calcul.

$e_a$  : excentricité additionnelle.

$e_2$  : excentricité dus à l'effort second ordre

$$e_a > \max \left( 2 \text{ cm} , \frac{L}{250} \right) = \max ( 2 \text{ cm} , 0,24 \text{ cm} ) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = \left[ \frac{( 3 \times l_f^2 )}{( h \times 10^4 )} \right] \times ( 2 + \alpha\varphi )$$

avec :  $\alpha = 10 \times \frac{1 - M_u}{1,5 \times M_{\text{ser}}} = 0$  ;  $\varphi = 2$  car **G** ne crée aucun moment

$$e_2 = \left[ \frac{( 3 \times 1,2^2 )}{( h \times 10^4 )} \right] \times ( 2 + \alpha\varphi ) = 0,00144 \text{ m} = 0,144 \text{ cm}$$

$$e_{\text{tot}} = 39 + 2 + 0,144 = 41,14 \text{ cm}$$

### III.2.5. Les sollicitations majorées :

Calcul de coefficient de majoration  $\delta_f$  :

$$\delta_f = \begin{cases} \min \left[ 1 + 0,15 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \left( \frac{h}{e_0} \right) ; 1,4 \right] & \text{si: } \frac{e_0}{h} > 0,75 \\ 1 + 0,15 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si: } \frac{e_0}{h} < 0,75 \end{cases}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,39}{0,1} = 3,9 > 0,75$$

$$\delta_f = \min ( 1,08 ; 1,4 ) \rightarrow \delta_f = 1,08$$

✓ **Etat limite ultime :**

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1,08 \times 2,27 = 2,45 \text{ KN}$$

$$M_u^* = N_u^* \times e_a + M_u \times \delta_f = 2,45 \times 0,02 + 0,9 \times 1,08 = 1,021 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite service :**

$$N_{ser}^* = 1,687 \text{ KN}$$

$$M_{ser}^* = 0,81 \text{ KN.m}$$

### III.2.6. Ferrailage :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m soumise à la flexion composée

#### III.2.6.1. Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$\Rightarrow h = 10 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow d = 8 \text{ cm}$$

• **Position de centre de pression :**

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{1,021}{2,45} = 0,41 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm} = 0,016$$

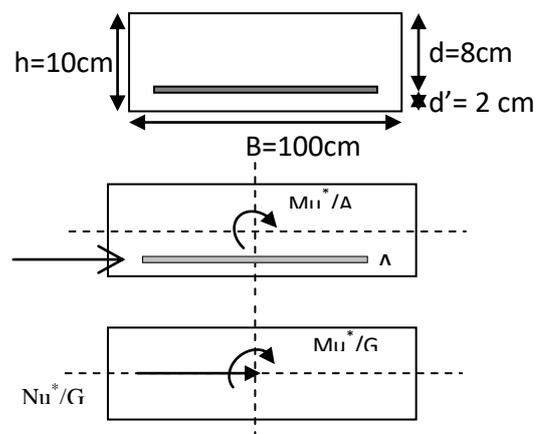


Figure III.2. Coupes transversales de l'acrotère.

$e > e_0$  : La section est partiellement comprimée (SPC).

- **Calcul a la flexion simple :**

Le calcul de la sollicitation par rapport à l'acier tendu.

- **Calcul des contraintes :**

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ Mpa}$$

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

- **Calcul des armatures :**

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \left( d - \frac{h}{2} \right) ; \text{ avec } d=8 \text{ cm.}$$

$$1,021 + 2,45 \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,09 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,09 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,16} = 0,012.$$

$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow$  Section simplement armée (pas d'acier comprimé)

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

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,018$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 7,94 \text{ cm}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{Z \times \sigma_s} = \frac{1,09 \times 10^6}{7,94 \times 10 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = A_{su}^* - \frac{N_u^*}{\sigma_s} = 39 - \frac{2,45 \times 10^3}{348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

### III.2.6.2 Calcul à l'ELS :

**Position du centre de pression :**

$$e_s = \frac{M_{ser}^*}{N_{ser}^*} = \frac{0,81}{1,687} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm}$$

$e_s > e_0 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C).

**Calcul a la flexion simple :**

**A- la contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

**B- La contrainte de l'acier :**

Fissuration préjudiciable :  $\eta=1,6$

$$\overline{\sigma}_{sc} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} = \min \{ 266.66 ; 240 \} = 240 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{sc} = 240 \text{ Mpa.}$$

➤ **Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendus :**

$$M_{ser}^a = M_{ser}^* + N_{ser}^* \times \left( d - \frac{h}{2} \right) ; \text{ avec } d = 8 \text{ cm}$$

$$M_{ser}^a = 0,81 + 1,687 \times \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,86 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment limite service «  $M_{il}$  »:**

$$M_{il} = \mu_r b d^2 \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = \frac{\left( \frac{\alpha_r}{2} \right)}{\left( 1 - \frac{\alpha_r^2}{3} \right)}$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \overline{\sigma}_{sc}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 240} = 0,484$$

$$\mu_r = 0,27 \rightarrow M_i = 0,27 \times 0,08^2 \times 1 \times 15 \times 10^3 = 25,92 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser}^a = 0,86 < M_i = 25,92 \rightarrow \text{Pas d'armateurs comprimés.}$$

$$A' = 0$$

$$Z = d \left( 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,067 \text{ cm.}$$

$$A_s^* = \frac{M_{ser}^a}{z \times \sigma_s} = \frac{0,86 \times 10^6}{0,067 \times 10^3 \times 240} = 53,48 \text{ mm}^2 = 0,53 \text{ cm}^2.$$

$$A_{ser} = A_s^* - \left[ \frac{N_{ser}^*}{\sigma_s} \right] = 0,53 \times 10^2 - \left[ \frac{1,687 \times 10^3}{240} \right] = 45,97 \text{ mm}^2 = 0,46 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage minimal :**

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa.}$$

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

$$A_{s \min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1000 \times 80 = 96.6 \text{ mm}^2 = 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s > \text{Max} \{A_s ; A_{su} ; A_{s \min}\} \rightarrow \text{Max} \{0,46 ; 0,43 ; 0,966\} \rightarrow A_s \geq 0,966 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{On a : } A_{s \min} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s > \text{Max} \{A_s ; A_{su} ; A_{s \min}\} \rightarrow \text{Max} \{0,46 ; 0,43 ; 0,966\} \rightarrow A_s \geq 0,966 \text{ cm}^2$$

**On adopte le ferrailage : 4T8 .....  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$**

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\text{On vérifie que : } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \text{min} \{266,66 ; 201,63\}.$$

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

avec  $A'_s = 0$

Y : la position de l'axe neutre.

La solution d'équation de deuxième degré suivante :

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

$$y = 1.92 \text{ cm} \rightarrow I = 1350,47 \text{ cm}^4$$

✓ **Vérification de la contrainte du béton comprimé :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,81 \times 10^6}{1350,47 \times 10^4} = 0,059 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0,059 \times 1,92 \times 10 = 1,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 1,13 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ **Vérification des contraintes de l'armature tendue :**

$$\sigma_s = \eta \times K(d - y) \rightarrow \eta = 15$$

$$\sigma_s = 15 \times 0,059 \times (80 - 19,2) = 53,80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 53,80 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivant :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 2,5 ; 5 \text{ Mpa} \}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{2,02 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.020 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,025 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots cv$$

Les armatures de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

✓ **Armatures des répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

on adopte ... .. 3T8  $\rightarrow A_r = 1.51 \text{ cm}^2$

✓ **L'espaceur Maximal :**

$$S_t \leq \min [3h ; 33 \text{ cm}] = \min [30 ; 33] = 30 \text{ cm}$$

Soit :  $S_{tt} = 25 \text{ cm}$

Dans le sens le moins sollicité

$$S_t \leq \min [4h ; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm. soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

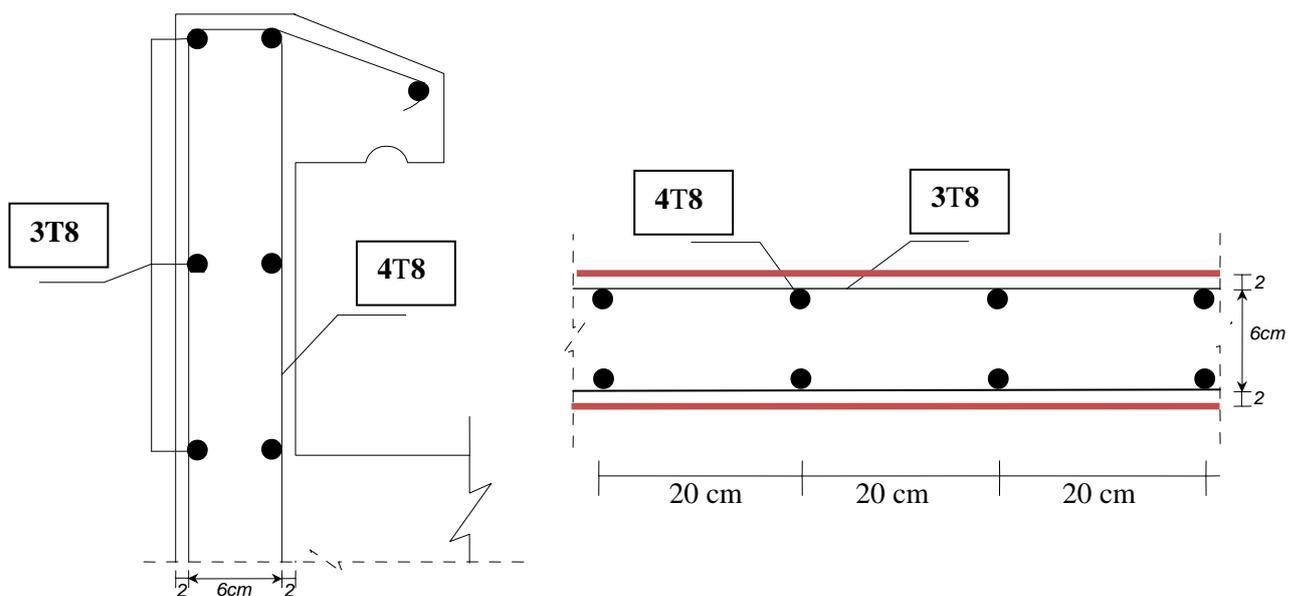


Figure .III.3. Ferrailage de l'acrotère.

### III.3. Les planchers

#### III.3.1. Introduction :

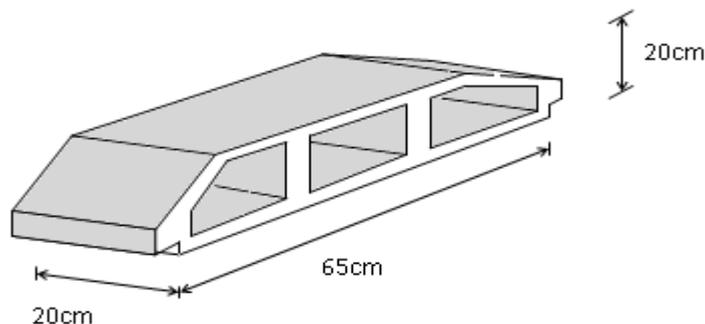
Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis ils les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers à corps creux et dalle pleines.

#### III.3.2. planchers a corps creux

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) avec une table de compression de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul sera pour deux éléments :

- ❖ Poutrelle.
- ❖ La table de compression.



**Figure III.4. Plancher à corps creux.**

#### III.3.2.1 Calcul des poutrelles:

Le plancher est constitué de corps creux (16+4) qui repose sur des poutrelles.

Ces poutrelles seront coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, ainsi les sollicitations seront à leur tour transmises aux poutres porteuses.

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation finale (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations Intermédiaires (les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis).

### III.3.2.2. Méthode de calcul :

#### ❖ La méthode de forfaitaire :

#### A- Présentation théorique de la méthode forfaitaire :

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.... L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL 91, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

**1 ère Condition:** .....  $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$ .

**2 ème Condition:**.....  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$  .

**3 ème Condition :**

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante ».....cv.

**4 ème Condition :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton. D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « la méthode forfaitaire ». ....cv.

#### B- Les formules utilisées pour la méthode:

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchant dans la travée de comparaison « moment isostatique »

$M_w$  Et  $M_e$  : respectivement les valeurs absolues des moments sur les appuis gauche et droit de la travée considérée

$M_t$  : le moment maximal dans la travée considérée

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation « charge non majorée » :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

Les valeurs absolues des moments  $M_t$ ,  $M_w$ ,  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + \left( \frac{M_e + M_w}{2} \right) \geq \max\{1.05 \times M_0, (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0\} \rightarrow \text{la formule générale}$$

$$M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3 * \alpha}{2} \right) * M_0 \rightarrow \text{dans une travée de rive}$$

$$M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3 * \alpha}{2} \right) * M_0 \rightarrow \text{dans une travée intermédiaire}$$

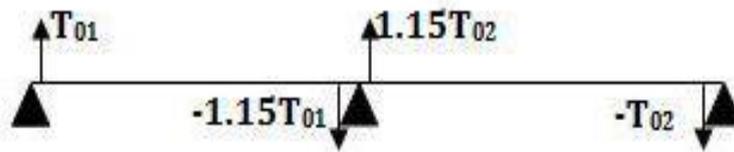
$M_w \text{ et } M_e \geq 0.6 M_0$  pour une poutre à deux travées.

$M_w \text{ et } M_e \geq 0.5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

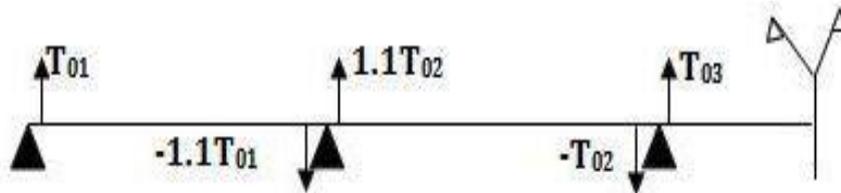
### Effort tranchant :

Les efforts tranchants :  $T_0 = \frac{ql}{2}$

\* cas d'une poutre à deux travées :



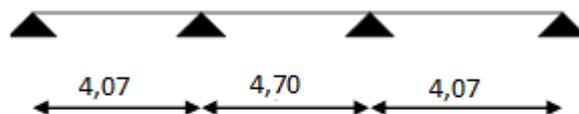
\* cas d'une poutre à plusieurs travées



### C- Vérification des conditions de la méthode FORFAITAIRE :

Dans notre bâtiment on a deux types :

▪ Type 1:



**1<sup>ère</sup> condition :**

**Etage courant+RDC :**

-  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5,85 ; 5) \text{ KN/m}^2 = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$

**Terrasse :**

-  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 6,2 ; 5) \text{ KN/m}^2 = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$

**2<sup>ème</sup> condition :**

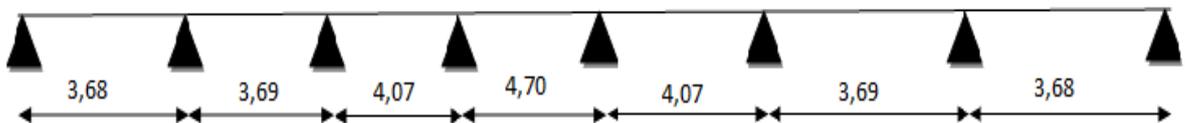
- Les moments d'inerties sont constante sur les différents travées :  $I = \text{constante} \dots\dots\dots \text{CV.}$

**3<sup>ème</sup> condition :**  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (0,86 ; 1,15) \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{CV.}$

**4<sup>ème</sup> condition :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....CV.

▪ **Type 2 :**



**1<sup>ère</sup> condition :**

**Etage courant :**

-  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \times 6,2 ; 5) \text{ KN/m}^2 = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$

**Terrasse :**

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

**2<sup>ème</sup> condition :**

- Les moments d'inerties sont constante sur les différents travées :  $I = \text{constante} \dots\dots\dots \text{CV.}$

**3<sup>ème</sup> condition :**  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (0,99 ; 0,91 ; 0,86 ; 1,15 ; 1,1 ; 0,1) \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{CV.}$

### 4<sup>ème</sup> condition :

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....CV.

Les 4 conditions sont vérifiées pour les deux types, donc la méthode FORFETARE est applicable.

### III.3.2.3. Evaluation des charges :

#### ✓ Plancher étage courant :

- Charge permanente :  $G = 5,85 \text{ KN/m}^2$   
Pour une bonde de 0,65m :  $G = 3,80 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$   
Pour une bonde de 0,65m :  $Q = 0,98 \text{ KN/ml}$ .

#### ✓ Plancher terrasse :

- Charge permanente :  $G = 6,2 \text{ KN/m}^2$   
Pour une bonde de 0,65m :  $G = 4,03 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$   
Pour une bonde de 0,65m :  $Q = 0,65 \text{ KN/ml}$ .

### III.3.2.4. Calcul des sollicitations :

#### a- Combinaisons des charges :

##### ➤ E.L.U : (1,35G + 1,5Q)

$$\text{Étage courant+RDC : } (1,35 \times 3,8) + (1,5 \times 0,98) = 6,6 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Terrasse : } (1,35 \times 4,03) + (1,5 \times 0,65) = 6,41 \text{ KN/ml.}$$

##### ➤ E.L.S : (G + Q)

$$\text{Étage courant+RDC : } (3,8 + 0,98) = 4,78 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Terrasse : } (4,03 + 0,65) = 4,68 \text{ KN/ml.}$$

### ❖ Calcul des moments forfaitaires :

#### ▪ Type 1 :

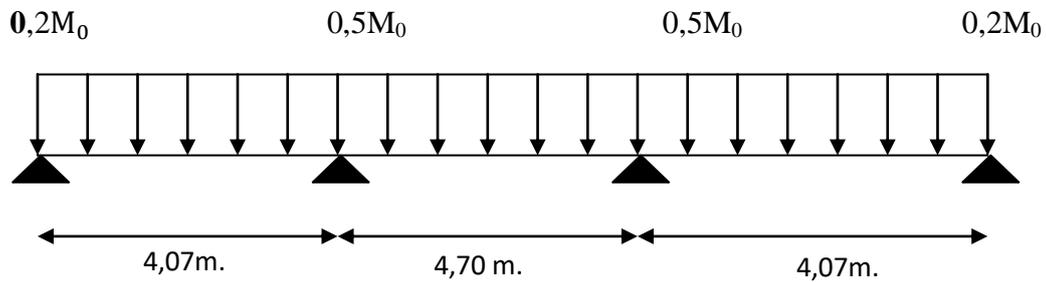


Figure III.5. Schéma statique. Plancher Etage type 1.

### ❖ En travée terrasse.

Tableau des sollicitations en travées terrasse :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1	6,41	13,27	9,28	4,68	9,69	6,78
2		17,70	9,74		12,92	7,11
3		13,27	9,28		9,69	6,78

Tableau III.1. Les sollicitations en travées terrasse .

### ❖ Sur appuis terrasse.

Tableau des sollicitations sur appuis terrasse.

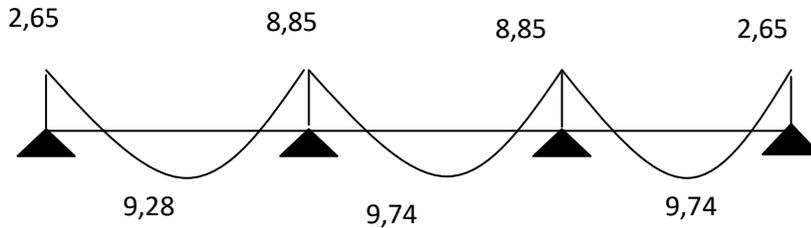
Appui	E.L.U		E.L.S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6,41	2,65	4,68	1,94
2	6,41	8,85	4,68	6,46
3	6,41	8,85	4,68	6,46
4	6,41	2,65	4,68	1,94

Tableau III .2. Les sollicitations sur appuis terrasse.

✓ **Plancher terrasse**

▪ **Type 1 :**

• **L'E.L.U :**



• **L'E.L.S :**

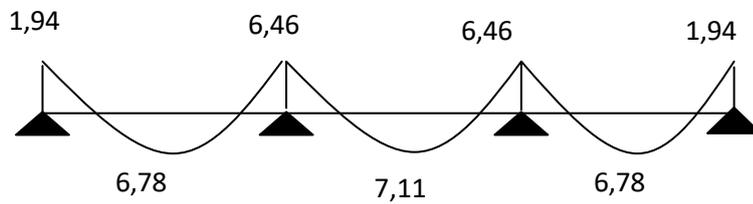
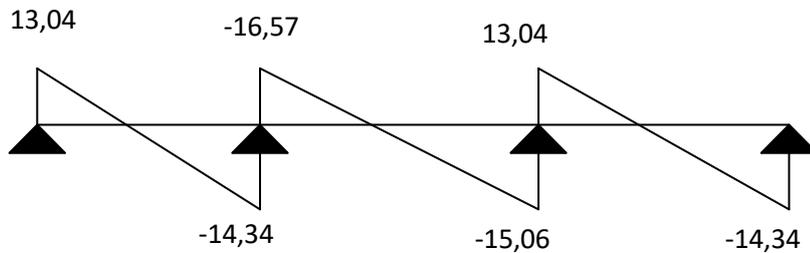


Figure .III.6. Diagrammes des moments Plancher terrasse type 1 .

• **L'E.L.U :**



• **L'E.L.S**

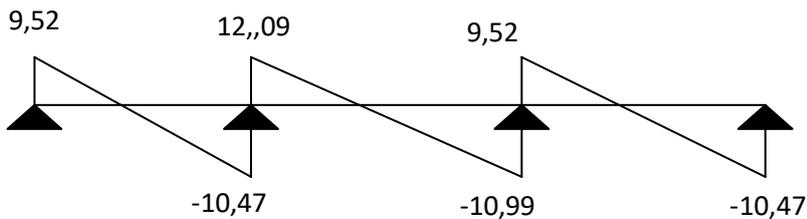


Figure.III.7. Diagramme des efforts tranchants Plancher terrasse type 1.

❖ **En travée étage courant + RDC .**

Tableau des sollicitations en travées :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1	6,6	13,66	9,7	4,78	9,89	7,03
2		18,22	10,20		13,19	7,39
3		13,66	9,7		9,89	7,03

**Tableau III.3. Les sollicitations en travées étage+RDC .**

❖ **Sur appui étage courant +RDC :**

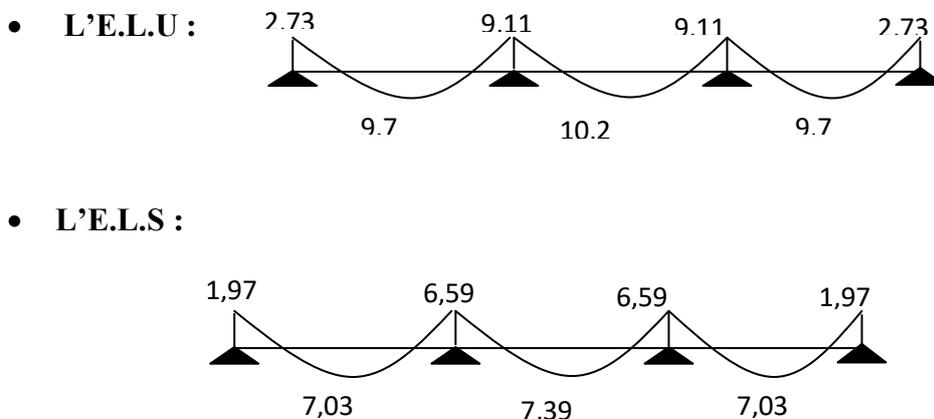
Tableau des sollicitations sur appuis étage courant +RDC :

Appui	E.L.U		E.L.S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6,6	2,73	4,78	1,97
2	6,6	9,11	4,78	6,59
3	6,6	9,11	4,78	6,59
4	6,6	2,73	4,78	1,97

**Tableau III .4 . les sollicitations sur appuis étage courant +RDC .**

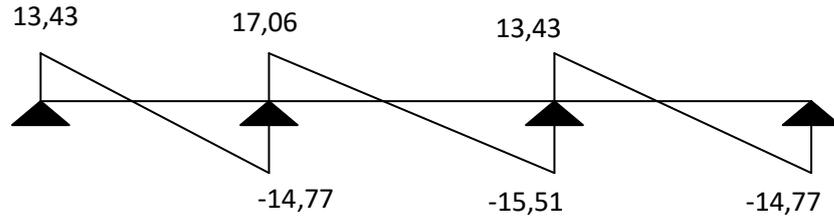
**Plancher étage+RDC**

Type 1 :



**Figure.III.8.Diagrammes des moments Plancher étage+RDC**

- L'E.L.U :



- L'E.L.S :

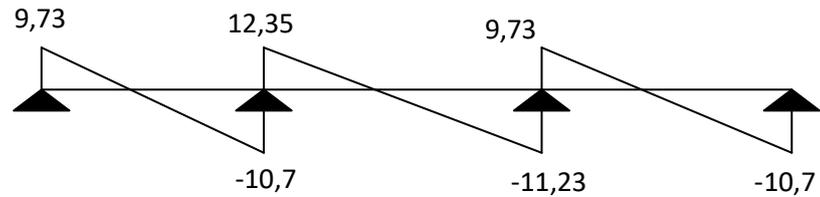


Figure III.9. Diagramme des efforts tranchants étage+RDC.

- Type 02 :

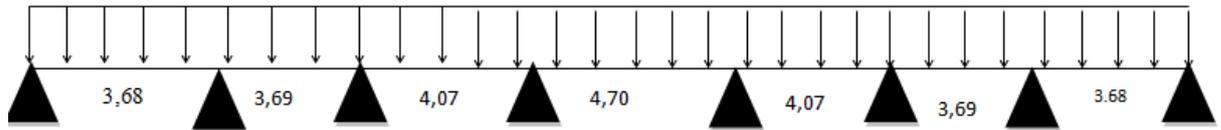


Figure III.10. Schéma statique. Plancher Etage type2.

- ❖ En travée terrasse.

Tableau des sollicitations en travées terrasse :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1	6,41	10,85	7,59	4,68	7,92	5,55
2		10,91	6,55		7,96	4,77
3		13,27	8,62		9,69	6,30
4		17,69	11,49		12,92	8,39
5		13,27	8,62		9,69	6,30
6		10,91	6,55		7,96	4,77
7		10,85	7,59		7,92	5,55

Tableau III.5 . Les sollicitations en travées plancher terrasse type2 .

### Sur appuis terrasse.

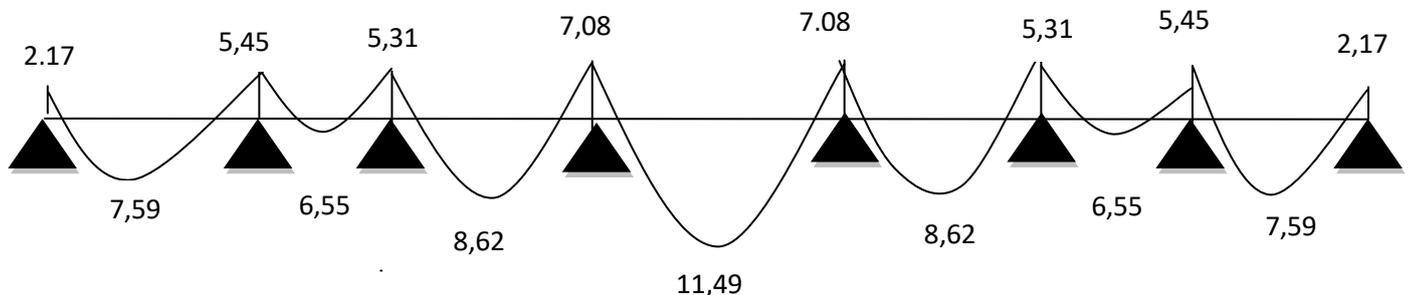
Tableau des sollicitations sur appuis terrasse.

Appui	E.L.U		E.L.S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$S_{erf}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6,41	2,17	4,68	1,58
2	6,41	5,45	4,68	3,98
3	6,41	5,31	4,68	3,87
4	6,41	7,08	4,68	5,17
5	6,41	7,08	4,68	5,17
6	6,41	5,31	4,68	3,87
7	6,41	5,45	4,68	3,98
8	6,41	2,17	4,68	1,58

Tableau III . 6. les sollicitations sur appuis plancher terrasse type2 .

#### ❖ Diagramme des moments :

##### • ELU :



##### • ELS :

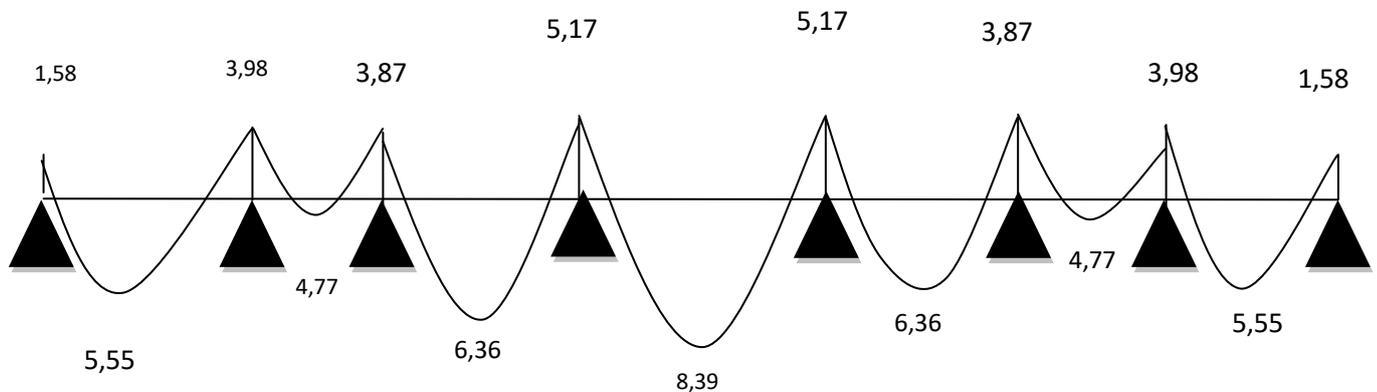
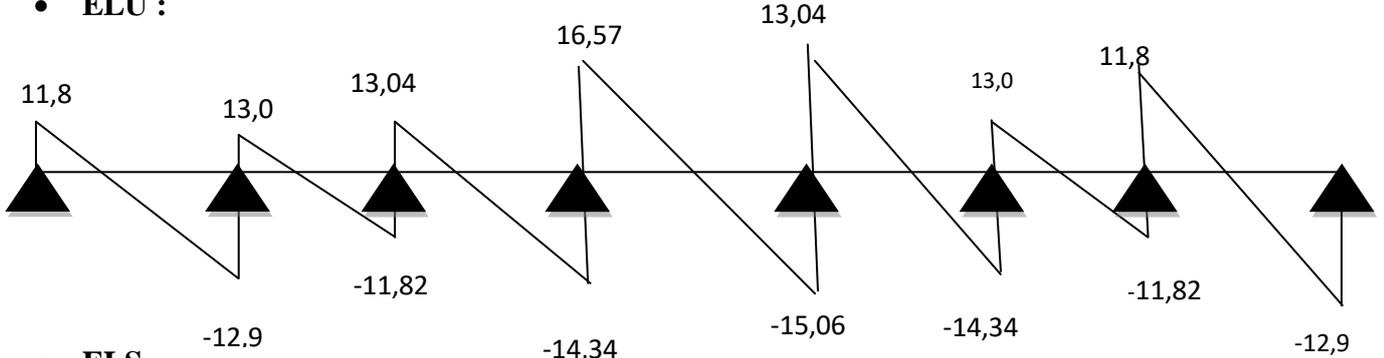


Figure .III. 11. Diagrammes des moments Plancher terrasse type 2.

• ELU :



• ELS :

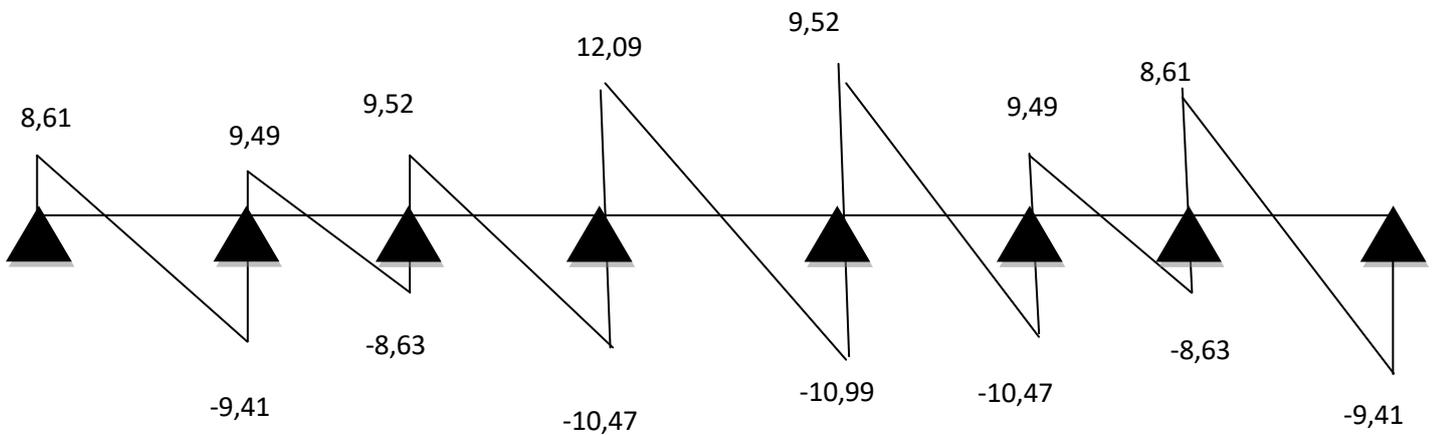


Figure.III.12.Diagramme des efforts tranchants plancher terrasse type2 .

❖ En travée étage courant +RDC:

Tableau des sollicitations en travées étage courant +RDC:

Travée	E.L.U			E.L.S		
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)		$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)	
		$M_0$	$M_t$		$M_0$	$M_t$
1	6,6	11,17	7,94	4,78	8,09	5,74
2		11,23	6,18		8,13	4,97
3		13,66	9,02		9,89	6,52
4		18,22	12,02		13,19	8,70
5		13,66	9,02		9,89	6,52
6		11,23	6,18		8,13	4,97
7		11,17	7,94		8,09	5,74

Tableau III.7. Les sollicitations en travées étage courant +RDC

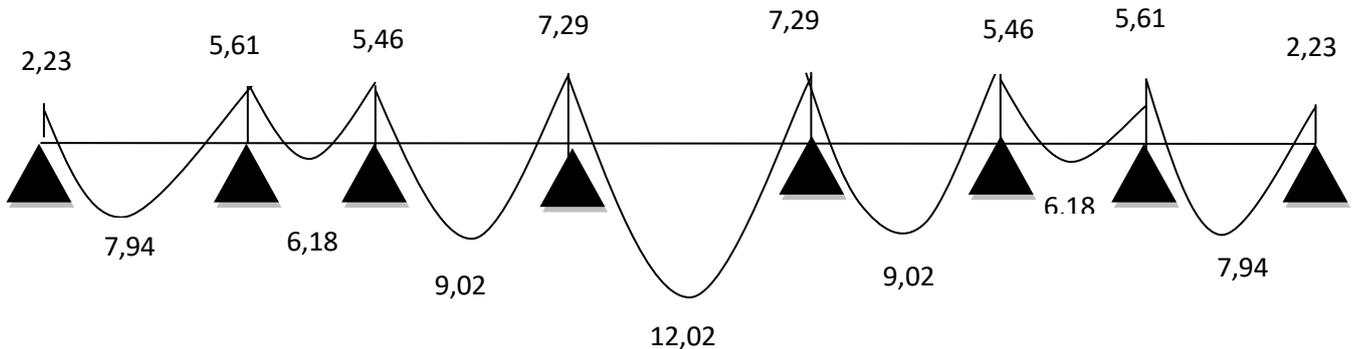
### ❖ Sur appuis étage courant +RDC

Tableau des sollicitations sur appuis étage courant +RDC.

Appui	E.L.U		E.L.S	
	$q_u$ (KN)	Les moments (KN.m)	$q_{ser}$ (KN)	Les moments (KN.m)
1	6,6	2,23	4,78	1,62
2	6,6	5,61	4,78	4,06
3	6,6	5,46	4,78	3,96
4	6,6	7,29	4,78	5,28
5	6,6	7,29	4,78	5,28
6	6,6	5,46	4,78	3,96
7	6,6	5,61	4,78	4,06
8	6,6	2,23	4,78	1,62

Tableau III .8 . les sollicitations sur appuis étage courant +RDC

#### • ELU :



#### • ELS :

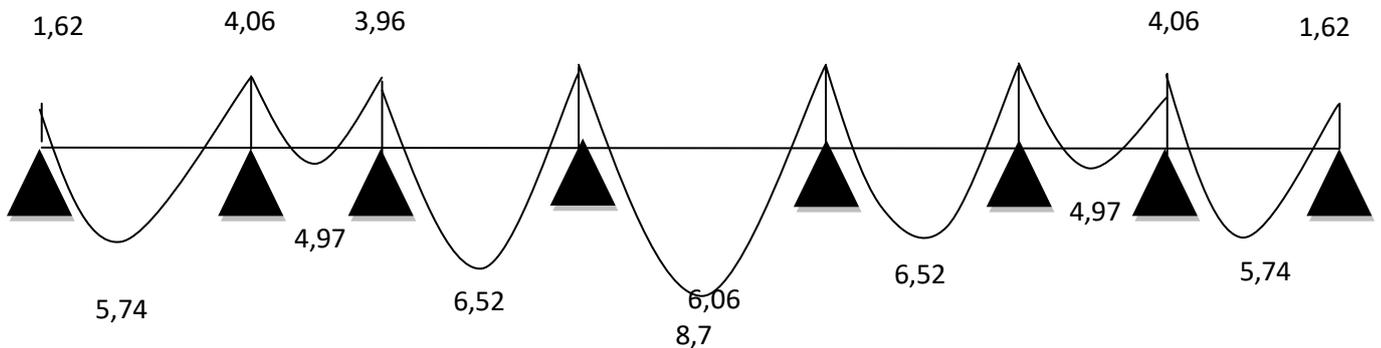


Figure.III.13 .Diagrammes des moments Plancher étage +RDC type 2.

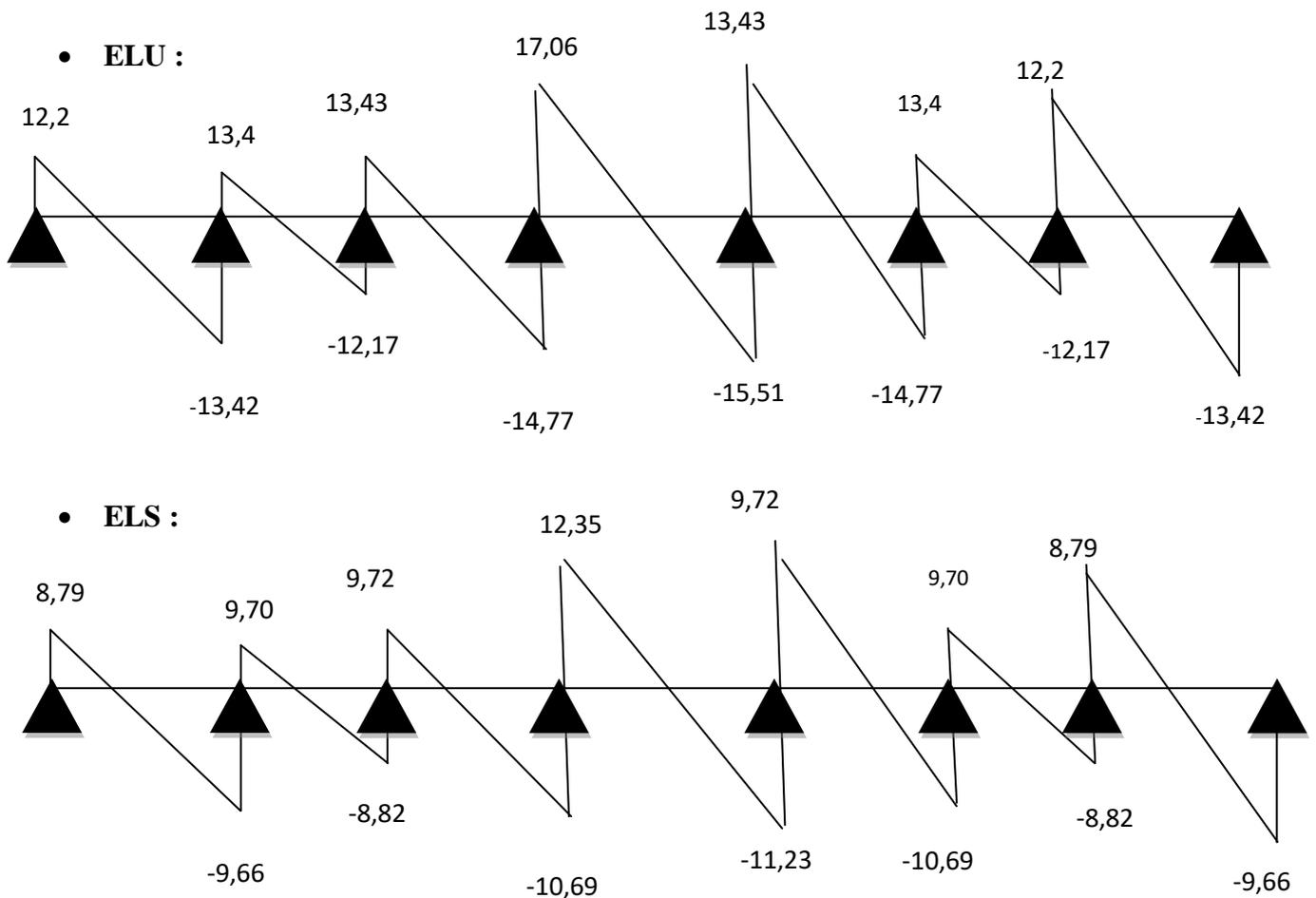


Figure.III.14 .Diagramme des efforts tranchants plancher terrasse type 2 .

### III.3.3. Ferrailage des poutrelles :

#### III.3.3.1 Ferrailage Plancher terrasse :

- Calcul des armatures à L'E.L.U :

Le calcul se fait à L'E.L.U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

$$M_{\max} (\text{travée}) : Mu^t = 11,49 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : Mu^a = 2,65 \text{ KNm.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : Mu^a = 8,85 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

➤ **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_t = 59,07 \text{ KN.m} > M_u = 11,49 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec :  $b=0,65\text{m}$  et  $h=0,20\text{m}$ .

➤ **Sur appui :**

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59,07 \text{ KN.m} > M_u = 2,65 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×20).

- Sur appui intermédiaire

$$M_t = 59,07 \text{ KN.m} > M_u = 8,85 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×20).

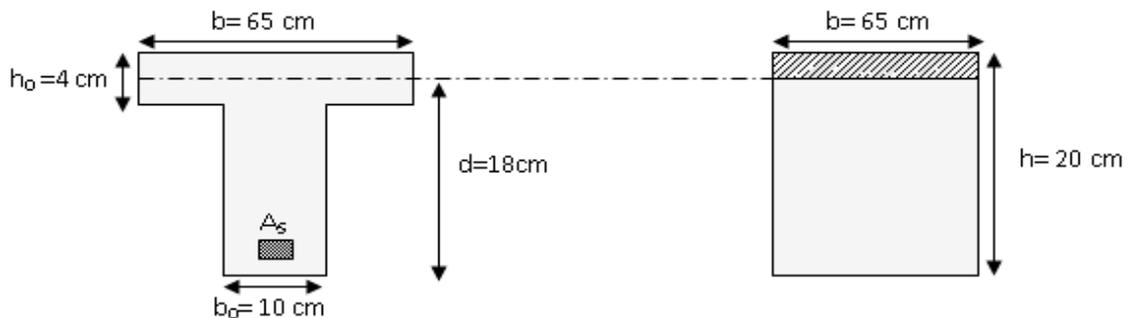


Figure III.15. Coupe de section rectangulaire et T .

$$* \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}.$$

$$* \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}).$$

$$* z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha).$$

$$* A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

$$* A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KN.m)	b (m)	d (m)	$\mu$	$\alpha$	z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	11,49	0,65	0,18	0,038	0,048	17,65	1,87	3HA10= 2,36
Appui de rive	2,65	0,10	0,18	0,057	0,073	17,47	0,44	1HA10 = 0,79
Appui Intermédiaire	8,85	0,10	0,18	0,192	0,268	16,07	1,58	1HA16=2,01

**Tableau III.9. Le ferrailage de la nervure à l'ELU (étage terrasse).**

**Vérification à E.L.U :**

✓ **Condition de non fragilité :**

**En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 650 \times 180 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**Sur appui :**

• **appui de rive :**

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 \times 10^{-2} = 0,22 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0,9 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• **appui intermédiaire :**

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_{u \max} = 16,57 \text{ KN.}$$

La fissuration est considérée **non préjudiciable** ; donc :

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Donc : } \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u: \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{16,57 * 10^3}{100 * 180} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91 : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right)$

$$\phi_t \leq \min(0.571 ; 1 ; 1) \text{ cm.}$$

On adopte  $\phi_t = 0.6 \text{ cm} = 6 \text{ mm.}$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 16.20 \text{ cm.}$$

On adopte :  $S_t = 15 \text{ cm.}$

**RPA99VERSION 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \text{ On choisir } A_t = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 16,57 * 10^{-3}}{0.9 * 0.1 * 0.18} = 2,04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 2,04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Vérification à l'E.L.S :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

- **En travée :**  $\alpha = 0,048 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} = \frac{11,49}{8,39} = 1,36.$

Soit:  $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,$

$\alpha = 0,048 \leq 0,43 \dots\dots\dots CV.$

- **Sur appui :**

**appui de rive :**  $\alpha = 0,073 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} = \frac{2,65}{1,94} = 1,36.$

Soit:  $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43$

$\alpha = 0,073 \leq 0,43 \dots\dots\dots CV.$

**appui intermédiaire :**  $\alpha = 0,268 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} = \frac{8,85}{6,46} = 1,36$

Soit:  $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43$

$\alpha = 0,268 \leq 0,43 \dots\dots\dots CV.$

✓ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas

Calcule la flèche

$\frac{h}{l} > \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{20}{407} > \frac{1}{22,5} \rightarrow 0,049 > 0,044 \dots\dots\dots CV.$

$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{M_o \times 15} \rightarrow 0,049 > \frac{11,49}{17,69 \times 15} \rightarrow 0,049 > 0,043 \dots\dots\dots CV.$

$\frac{A_{adop}}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow 0,013 > 0,009 \dots\dots\dots CV.$

### III.3.3.2. Ferrailage Plancher étage courant +RDC :

#### Calcul des armatures à L'E.L.U :

Le calcul se fait à L'E.L.U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 12,02 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 2,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_u^a = 9,11 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

➤ **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_t = 59,07 \text{ KN.m} > M_u = 12,02 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec :  $b=0,65\text{m}$  et  $h=0,20\text{m}$ .

➤ **Sur appui :**

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59,07 \text{ KN.m} > M_u = 2,73 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×20).

- Sur appui intermédiaire

$$M_t = 59,07 \text{ KN.m} > M_u = 9,11 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×20).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}.$$

$$* \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}).$$

$$* z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha).$$

$$* A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

$$* A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KN.m)	b (m)	d (m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	12,02	0,65	0,18	0,040	0,051	17,36	1,98	3HA10=2,36
Appui de rive	2,73	0,10	0,18	0,059	0,076	17,45	0,45	1HA10 = 0,79
Appui Intermédiaire	9,11	0,10	0,18	0,198	0,278	15,99	1,64	1HA16=2,01

**Tableau III.10. Le ferrailage de la nervure à l'ELU (étage terrasse).**

### Vérification à E.L.U :

✓ **Condition de non fragilité :**

• **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 650 \times 180 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**Sur appui :**

• **appui de rive :**

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 \times 10^{-2} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• **appui intermédiaire :**

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_{u \max} = 17,06 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée **non préjudiciable** ; donc :

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{Donc : } \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} \rightarrow \text{avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{17,06 * 10^3}{100 * 180} = 0,95 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91 : le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales d'âme d'une poutre est donné par l'inégalité suivante :  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right)$

$$\phi_t \leq \min(0.571 ; 1 ; 1) \text{ cm.}$$

On adopte  $\phi_t = 0.6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 16.20 \text{ cm}$$

On adopte :  $S_t = 15 \text{ cm.}$

**RPA99VERSION 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \quad \text{On choisir } A_t = 2 \text{ HA6} = 0.57 \text{ cm}^2.$$

✓ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 * T_u}{0.9 * b_0 * d} = \frac{2 * 17,06 * 10^{-3}}{0.9 * 0.1 * 0.18} = 2,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 * 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 2,11 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Vérification à l'E.L.S :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

- **En travée :**  $\alpha = 0,051; \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} = \frac{12,02}{8,70} = 1,38$

Soit:  $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$

$\alpha = 0,051 \leq 0,44 \dots \dots \dots CV.$

- **Sur appui :**

- **appui de rive :**  $\alpha = 0,076 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} = \frac{2,73}{1,97} = 1,38$

Soit:  $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$

$\alpha = 0,076 \leq 0,44 \dots \dots \dots CV.$

- **appui intermédiaire :**  $\alpha = 0,278; \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} = \frac{9,11}{6,59} = 1,38.$

Soit:  $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$

$\alpha = 0,278 \leq 0,44 \dots \dots \dots CV.$

✓ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas

Calcule la flèche :

$\frac{h}{l} > \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{20}{407} > \frac{1}{22,5} \rightarrow 0,049 > 0,044 \dots \dots \dots CV.$

$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{M_o \times 15} \rightarrow 0,054 > \frac{12,02}{18,22 \times 15} \rightarrow 0,043 > 0,044 \dots \dots \dots CV.$

$\frac{A_{adop}}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow 0,013 > 0,009 \dots \dots \dots CV$

### III.3.4. Ferrailage de la table de compression.

Généralement pour les dalles à corps creux la table de compression ferrailer par un treillis soudés.

❖ **Les armatures perpendiculaires aux nervures :**

$$50 \leq l_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 * \frac{l_1}{f_e}$$

$$l_1 \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec:

$L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1 = 65 \text{ cm}$ )

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P)

$A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R)

$$A_2 = \frac{A_1}{4}$$

$$A_1 = 4 * \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

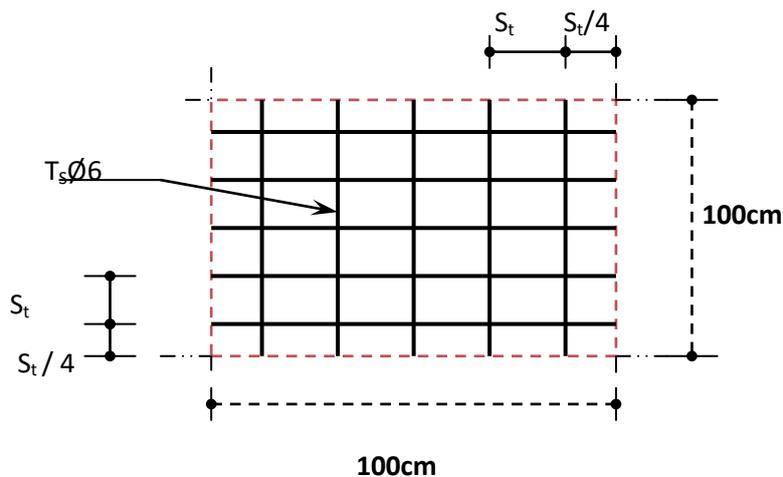
Soit :  $A_1 = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{HA}6$

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

• **Armature de réparation :**

$$A_2 = \frac{A_1}{4} = 0.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_2 = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{HA}6 .$$

- L'espacement  $S_t \leq 30 \text{ cm}$  donc on adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$
- Mais que les aciers du treillis soudés sont standardisés et d'espacement  $(X, Y) = (20, 20) \text{ cm}^2$  ; on adopte un espacement de 20 cm dans les deux sens.



**Figure.III.16. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.**

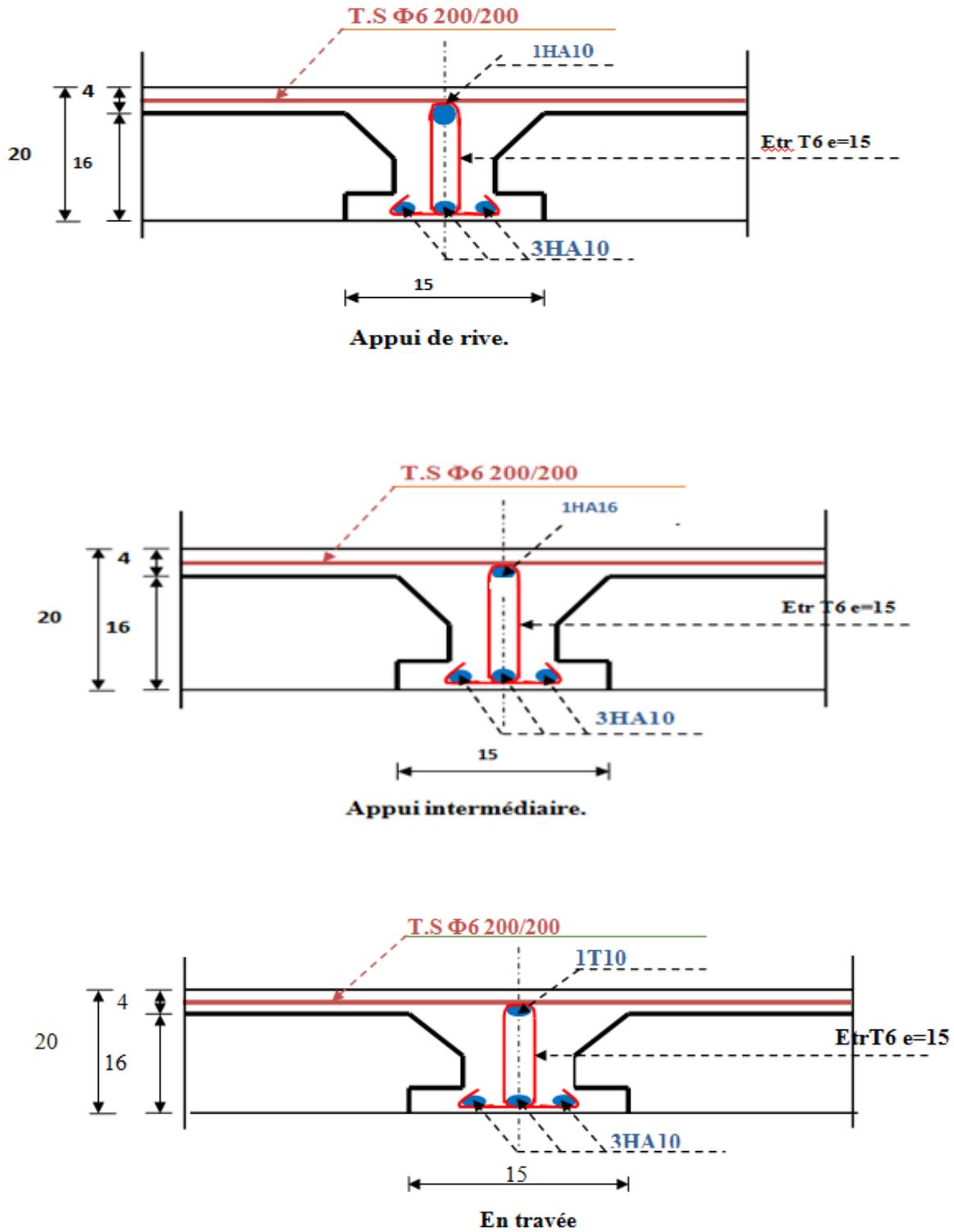


Figure III.17. Schéma de ferrailages de la poutrelle.

### III.4. Balcon

#### III.4.1 Introduction :

Les balcons sont des éléments des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur 1 ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés.

- ❖ balcons encastrés sur trois côtés
- ❖ balcons encastrés sur deux côtés

#### III.4.2. Etude des balcons encastrés sur trois côtés :

Le balcon est modélisé comme une dalle encastrée sur trois côtés, pour le calcul on a fait un calcul automatique à l'aide du programme « SOCOTEC ».

On va calculer les sollicitations du balcon la plus sollicitée, et les autres balcons auront le même que celui-ci.

Le balcon le plus sollicité est le balcon de l'étage courant.

##### III.4.2.1 Evaluation des charges :

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

La charge permanente :  $G=5.15\text{KN}/\text{m}^2$

La charge d'exploitation :  $Q=3,5\text{KN}/\text{m}^2$

##### les données saisies :

Caractéristique des matériaux :

Module de Young :  $E = 32164,19\text{Mpa}$

Coefficient de poisson = 0,2

Dimension de la dalle : - la longueur :  $a = 3,68\text{m}$

- la largeur :  $b = 1,9\text{m}$

- l'épaisseur :  $e = 0,15\text{m}$ .

n°	Type	Position
1	Encastré	ligne $y = 0$
2	Encastré	ligne $x = 0$
3	Encastré	ligne $x = 3,68$

Tableau.III.11.La position des liaisons et différent charges



Figure.III.18. Schéma du balcon encastrés sur trois côté.

### III.4.2.2 Sollicitation de calcul :

L'E.L.U

$$G=1,35G+1,5Q=12,20 \text{ KN}/m^2$$

**Poids du mur extérieur :**

$$G=2,75 \text{ KN}/m^2 \text{ h}_{\text{mur}}=3,08\text{m}$$

$$P=2,75 \times 3,08= 8,47 \text{ KN}/m$$

**Poids du mur extérieur avec ouverture :**

$$G=2,75 \text{ KN}/m^2 \text{ h}_{\text{mur}}=1,88 \text{ m}$$

$$P=2,75 \times 1,88=5,17\text{KN}/m$$

**Les charges :**

Type	comp	Valeur	Coeff
G	-z	5,15	1,35
Q	-z	3,5	1,5
murs ext//x	-z	8,47	1,35
murs ext//y	-z	8,47	1,35
Mur avec ouverture//y	-z	5,17	1,35

Tableau.III.12. Type des charges à L'ELU.

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
Sur appui	3,68	1,9	-11,42
En travée	1,84	1,9	4,48
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)

<b>Sur appui</b>	1,84	0,0	-7,99
<b>En travée</b>	1,84	1,22	1,26
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Tzx (KN/m)</b>
<b>Min</b>	0,0	1,9	-32,21
<b>Max</b>	3,68	1,9	32,21
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Tzy (KN/m)</b>
<b>Min</b>	1,84	0,0	-19,79
<b>Max</b>	0,0	0,68	6,05

**Tableau.III.13. Les résultats des efforts à l'E.L.U.**

L'E.L.S :

$$q_s = G+Q=8,65\text{KN/ml.}$$

Les charges :

Type	comp	Valeur	Coeff
<b>G</b>	-z	5,6	1
<b>Q</b>	-z	3,5	1
<b>murs ext//x</b>	-z	8,47	1
<b>murs ext//y</b>	-z	8,47	1
<b>Mur avec ouverture//y</b>	-z	5,17	1

**Tableau.III.14. Type des charges à L'ELS**

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Mxx(KN.m)</b>
<b>Sur appui</b>	3,68	1,9	-8,10
<b>En travée</b>	1,84	1,9	3,18
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Myy(KN.m)</b>
<b>Sur appui</b>	1,84	0,0	-5,66
<b>En travée</b>	1,84	1,22	0,85
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Tzx (KN/m)</b>
<b>Min</b>	0,0	1,9	-22,83
<b>Max</b>	3,68	1,9	22,83
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Tzy (KN/m)</b>
<b>Min</b>	1,84	0,0	-14,03
<b>Max</b>	0,0	0,68	4,29

**Tableau.III.15. Les résultats des efforts à l'E.L.S.**

### III.4.3. Le Ferrailage :

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

#### ❖ ELU :

On a :

$$\bullet (\phi_x, \phi_y) \leq \frac{H}{10} = 1,5cm.$$

Donc :

$$\bullet \phi_x = \phi_y = 1cm.$$

➤ Calcul  $d_x$  et  $d_y$  :

$$d_x = h - c - \frac{\phi_y}{2} = 15 - 2 - 0,5 = 12,5cm.$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 11,5cm.$$

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1 ml, avec une section (b\*h) = (100\*15) cm<sup>2</sup>.

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4.\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

Section	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu(KN.m/ml)	11,42	4,48	7,99	1,26
b (cm)	100	100	100	100
d (cm)	12,5	12,5	11,5	11,5
$\mu$	0,051	0,020	0,042	0,067
$\alpha$	0,065	0,025	0,054	0,086
Z(cm)	12,17	12,37	11,25	11,10
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	2,69	1,05	2,04	0,32
$A_{min}$	1,51	1,51	1,39	1,39
$A_{s,adopt}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	6HA8=3,02	4HA8=2,01	6HA8=3,02	4HA8=2,01
$S_t$	15	25	15	25

**Tableau.III.16. Résultats de ferrailage.**

$S_t=100/4=25cm$  (sens x-x).

$S_t=100/4=25cm$  (sens y-y).

➤ **Espacement maximal :**  
Sens X-X:

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}).$$

$$S_t \leq \min(45; 33\text{cm}) \rightarrow S_T = 25\text{cm}$$

Sens Y-Y:

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

$$S_t \leq \min(60; 45\text{cm}) \rightarrow S_T = 25\text{cm}.$$

➤ **Vérfications La contrainte tangentielle du béton:**

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_{ux} = T_{ZX} = 32,21\text{KN} \dots \dots \dots \text{SOCOTEC.}$$

$$V_{uy} = T_{ZY} = 19,79 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{SOCOTEC.}$$

$$\tau_{ux} = \frac{32210}{1000 \times 125} = 0,26\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{19790}{1000 \times 115} = 0,17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Vérification à l'ELS:**

• **Vérification de la contrainte**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \frac{M_{ser} \times \eta}{I} \times (d - y) \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj}\right) \cdot \eta = 15$$

Fissuration est considérée comme préjudiciable.

➤ **La position de l'axe neutre**

Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)

$$b y^2 + 30(A_s + \hat{A}'_s) \times y - 30(d \times A_s - d \hat{A}'_s) = 0 \text{ avec } : \hat{A}'_s = 0.$$

**Calcul de l'inertie I.**

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2 \quad .$$

- **Contrainte à la compression (béton) et à la traction (acier)**

On doit vérifier que: 
$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{MPa } \eta = 1,6$$

	Sens xx		Sens yy	
	M <sub>ax</sub> (KN.m/ml)	M <sub>tx</sub> (KN.m/ml)	M <sub>ay</sub> (KN.m/ml)	M <sub>ty</sub> (KN.m/ml)
<b>A<sub>S</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	3,02	2,01	3,02	2,01
<b>d(cm)</b>	12,5	12,5	11,5	11,5
<b>y<sub>ser</sub>(cm)</b>	3,84	3,06	3,71	2,95
<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	5284,74	3641,86	4451,14	3051,11
<b>M<sub>ser</sub> (KN.m)</b>	8,10	3,18	5,66	0,85
<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	5,88	2,67	4,72	0,82
<b>σ<sub>bc</sub><sup>-</sup> (MPa)</b>	15	15	15	15
<b>σ<sub>bc</sub> ≤ σ<sub>bc</sub><sup>-</sup></b>	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
<b>σ<sub>st</sub> (MPa)</b>	199,09	123,6	148,58	35,72
<b>σ<sub>st</sub><sup>-</sup> (MPa)</b>	201,63	201,63	201,63	201,63
<b>σ<sub>st</sub> ≤ σ<sub>st</sub><sup>-</sup></b>	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

**Tableau III.17. Vérification des contraintes a L.E.S**

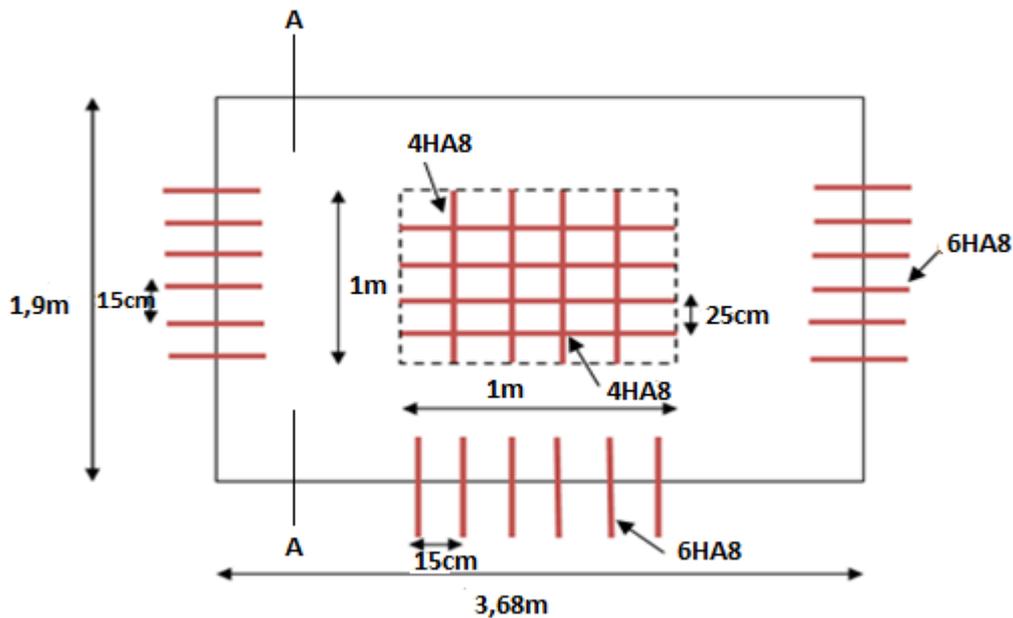


Figure.19. Ferrailage du balcon encastres sur trois côtés (vue en plan)

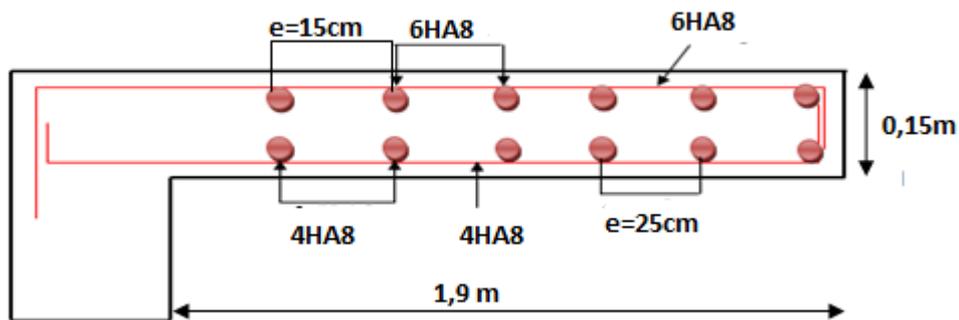


Figure.III.20. ferrailage du balcon encastres sur trois côtés (coupe A-A).

### III.4.4. Etude des balcons encastres sur deux côtés :

#### ❖ Evaluation des charges :

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

La charge permanente :  $G=5.15\text{KN}/\text{m}^2$

La charge d'exploitation :  $Q=3,5\text{KN}/\text{m}^2$

#### les données saisies :

Caractéristique des matériaux :

Module de Young :  $E = 32164,19\text{Mpa}$

Coefficient de poisson = 0,2

Dimension de la dalle : - la longueur :  $a = 1,8\text{m}$

- la largeur :  $b = 2,15\text{m}$

- l'épaisseur :  $e = 0,15\text{m}$ .

n°	Type	Position
1	Encastré	ligne $y = 0$
2	Encastré	ligne $x = 0$

Tableau .III.18 .La position des liaisons et différent charge

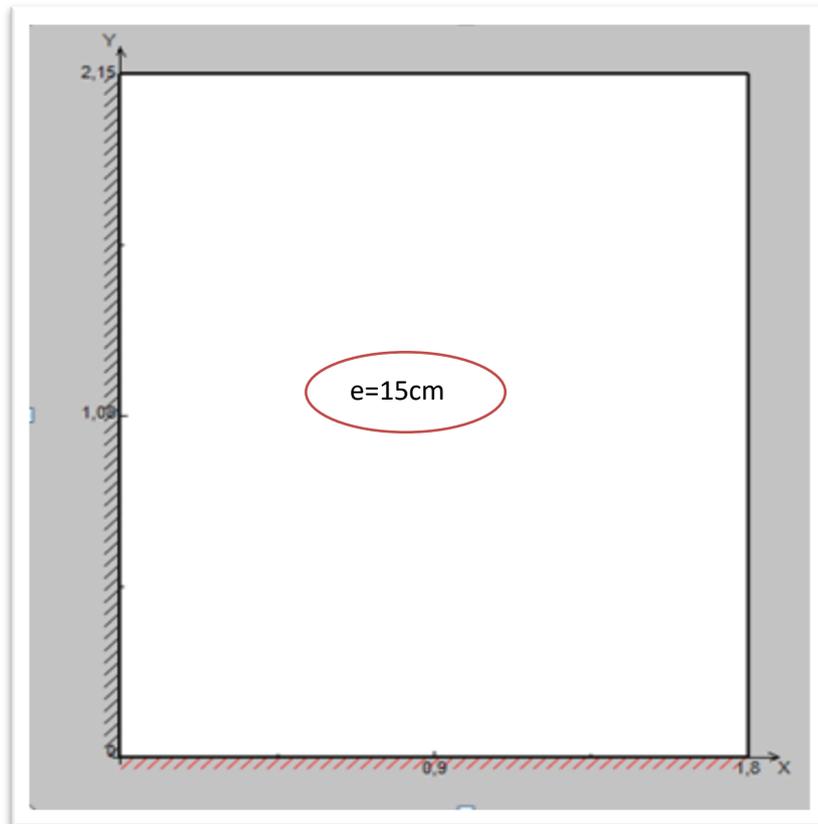


Figure.III.21. Schéma du balcon encastrés sur deux côté.

L'E.L.U

Les charges :

Type	comp	Valeur	Coeff
G	-z	5,15	1,35
Q	-z	3,5	1,5

Tableau .III. 19. Type des charges à L'ELU

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
Sur appui	0	2,15	-12,8
En travée	1,35	2,15	1,25

	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Myy(KN.m)</b>
<b>Sur appui</b>	1,8	0,0	-12,53
<b>En travée</b>	1,8	1,48	1,9
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Tzx (KN/m)</b>
<b>Min</b>	0,0	2,15	-30,12
<b>Max</b>	1,35	0,0	6,27
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Tzy (KN/m)</b>
<b>Min</b>	1,8	0,0	-39,03
<b>Max</b>	1,8	2,15	7,15

Tableau .III.20. Les résultats des efforts à l'E.L.U.

L'E.L.S :

$$q_s = G+Q=8,65\text{KN/ml.}$$

Les charges :

Type	comp	Valeur	Coeff
G	-z	5,6	1
Q	-z	3,5	1

Tableau.III.21. Type des charges à L'ELS

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Mxx(KN.m)</b>
<b>Sur appui</b>	0	2,15	-7,98
<b>En travée</b>	1,35	2,15	0,88
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Myy(KN.m)</b>
<b>Sur appui</b>	1,8	0,0	-6,66
<b>En travée</b>	1,8	1,48	1,34
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Tzx (KN/m)</b>
<b>Min</b>	0,0	2,15	-21 ,35
<b>Max</b>	1,35	0,0	4,45
	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Tzy (KN/m)</b>
<b>Min</b>	1,8	0,0	-27,67
<b>Max</b>	1,8	2,15	5,07

Tableau.III.22. Les résultats des efforts à l'E.L.S.

### III.4.4.1. Ferrailage :

#### Ferrailage dans le sens ( $M_{xx}$ )

##### ❖ Au niveau d'encastrement :

#### Calcul à l'ELU :

#### Données saisies :

La longueur : 1.00m

La hauteur : 0.15 m

Position de centre de gravité des armatures supérieures : 0.02m

Position de centre de gravité des armatures inférieures : 0.02m

Contrainte de béton : 25 MPa

Limite élastique de l'acier : 400MPa

Coefficient de sécurité du béton : 1.5

Coefficient de sécurité de l'acier : 1.15

Effort normal à l'ELU : 0.00 KN

Moment fléchissant à l'ELU : **-12,8KN.m**

Fissuration préjudiciable.

##### ❖ Résultats de calcul à l'ELU :

Section des armatures supérieures  $A_{sup} = 2,91\text{cm}^2$

Section des armatures inférieures  $A_{inf} = 0.00\text{cm}^2$

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0.010\text{m}$

On prend : **6HA8=3,02cm<sup>2</sup>**, avec un espacement  **$S_t = 15\text{ cm}$** .

#### Vérification :

##### ❖ La condition de non fragilité :

On a :

- $(\phi_x, \phi_y) \leq \frac{H}{10} = 1,5\text{cm}$ .

Donc :

- $\phi_x = \phi_y = 1\text{cm}$ .

➤ Calcul  $d_x$  et  $d_y$  :

$$d_x = h - c - \frac{\phi_y}{2} = 15 - 2 - 0,5 = 12,5\text{cm}.$$

Il faut vérifier que :  $A_s \geq A_{s\min}$ ,  $A_{s\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1000 \times 125 = 1.51\text{cm}^2$ .

$$\Rightarrow A_s = 3,02\text{ cm}^2 > A_{s\min} = 1.51\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{C.V.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{30120}{1000 \times 125} = 0,24\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

❖ **Au niveau de la travée :**

**Calcul à l'ELU**

**Données saisies :**

Moment fléchissant à l'ELU : **1.25KN.m**

- **Résultats de calcul à l'ELU**

Section des armatures supérieures **A<sub>sup</sub> = 0cm<sup>2</sup>**

Section des armatures inférieures **A<sub>inf</sub> = 0.28cm<sup>2</sup>**

Position de l'axe neutre : **y<sub>0</sub> = 0.0m**

On prend : **A<sub>s</sub> = A<sub>sc</sub> = 4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>**, avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

**Vérification :**

- ❖ **La condition de non fragilité :**

On a :

- $(\phi_x, \phi_y) \leq \frac{H}{10} = 1,5\text{cm}$ .

Donc :

- $\phi_x = \phi_y = 1\text{cm}$ .

$$d_x = h - c - \frac{\phi_y}{2} = 15 - 2 - 0,5 = 12,5\text{cm}$$

Il faut vérifier que :  $A_s \geq A_{s \text{ min}}$ ,  $A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{c28}}{f_e} b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1000 \times 125 = 1.51\text{cm}^2$ .

$\Rightarrow A_s = 2,01\text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.51\text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_{ux} = \frac{6270}{1000 \times 125} = 0,05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

**Ferraillage dans le sens ( $M_{yy}$ ) :**

❖ **Au niveau d'encastrement :**

**Calcul à l'ELU**

**Données saisies :**

Moment fléchissant à l'ELU : **-12,53 KN.m.**

**Résultats de calcul à l'ELU.**

Section des armatures supérieures  **$A_{sup} = 2,85 \text{ cm}^2$ .**

Section des armatures inférieures  **$A_{inf} = 0,00 \text{ cm}^2$ .**

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,01 \text{ m}$ .

On prend : **6HA8 = 3,02 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement  **$S_t = 15 \text{ cm}$ .**

**Vérification :**

❖ **La condition de non fragilité :**

On a :

- $(\phi_x, \phi_y) \leq \frac{H}{10} = 1,5 \text{ cm}$ .

Donc :

- $\phi_x = \phi_y = 1 \text{ cm}$ .

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 11,5 \text{ cm}.$$

Il faut vérifier que :  $A_s \geq A_{s \text{ min}}$ ,  $A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_c} b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1000 \times 115 = 1,39 \text{ cm}^2$ .

$\Rightarrow A_s = 3,02 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ C.V.}$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_{uy} = \frac{39030}{1000 \times 115} = 0,34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

❖ **Au niveau de la travée.**

**Calcul à l'ELU**

**Données saisies :**

Moment fléchissant à l'ELU : 1,9 **KN.m**.

**Résultats de calcul à l'ELU.**

Section des armatures supérieures  $A_{sup} = 0 \text{ cm}^2$ .

Section des armatures inférieures  $A_{inf} = 0,42 \text{ cm}^2$ .

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0.0 \text{ m}$

On prend :  $A_s = A_{sc} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Vérification :**

❖ **La condition de non fragilité :**

On a :

- $(\phi_x, \phi_y) \leq \frac{H}{10} = 1,5 \text{ cm}$ .

Donc :

- $\phi_x = \phi_y = 1 \text{ cm}$ .

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 11,5 \text{ cm}.$$

Il faut vérifier que :  $A_s \geq A_{s \text{ min}}$ ,  $A_{s \text{ min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1000 \times 115 = 1.39 \text{ cm}^2$ .

$\Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_{uy} = \frac{7150}{1000 \times 115} = 0,06 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

	Sens xx		Sens yy	
	$M_{ax}$ (KN.m/ml)	$M_{tx}$ (KN.m/ml)	$M_{ay}$ (KN.m/ml)	$M_{ty}$ (KN.m/ml)
$A_s (\text{cm}^2)$	3,02	2,01	3,02	2,01
$d$ (cm)	12,5	12,5	11,5	11,5
$y_{ser}$ (cm)	3,84	3,06	3,71	2,95
$I$ (cm <sup>4</sup> )	5284,74	3641,86	4451,14	3051,11

$M_{ser}$ (KN.m)	7,98	0,88	6,66	1,34
$\sigma_{bc}$ (MPa)	6,59	0,74	7,40	1,29
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié
$\sigma_{st}$ (MPa)	196,15	34,21	174,84	54,22
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	201,63	201,63	201,63	201,63
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau III.23. Vérification des contraintes a L.E.S.

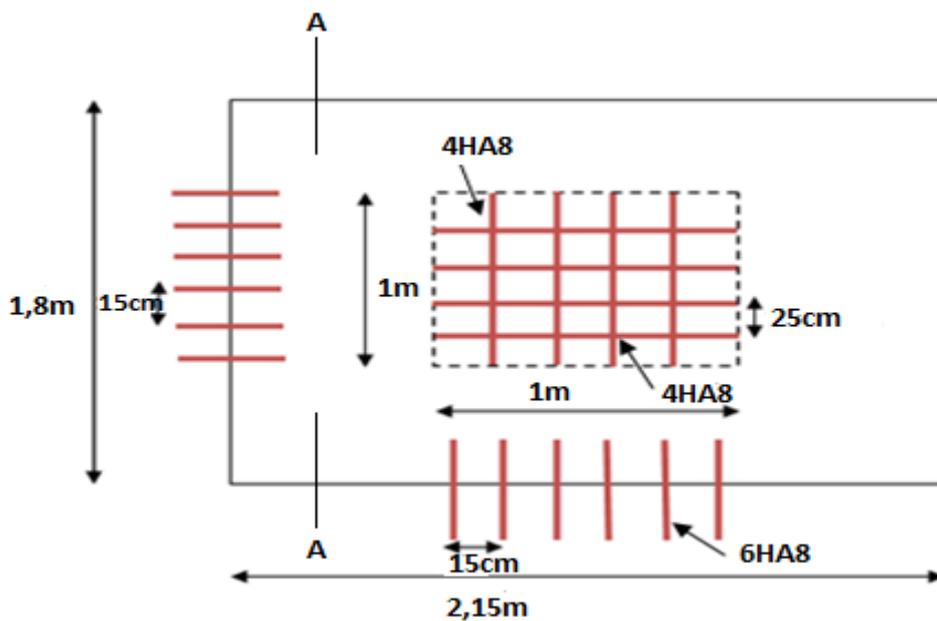


Figure.22. Ferrailage du balcon encastres sur deux côtés (vue en plan)

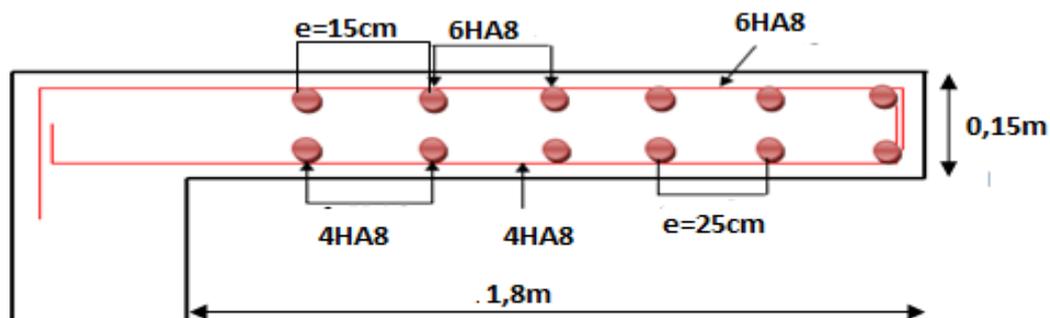


Figure.III.23. ferrailage du balcon encastres sur deux côtés (coupe A-A).

### III.5 . Escaliers :

#### III.5.1 Définition :

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Ce type de construction a donné son nom à un escalier, voie piétonne, à ciel ouvert ou couverte, constituée d'une ou plusieurs marches.

Dans cette construction, nous avons deux types d'escaliers.

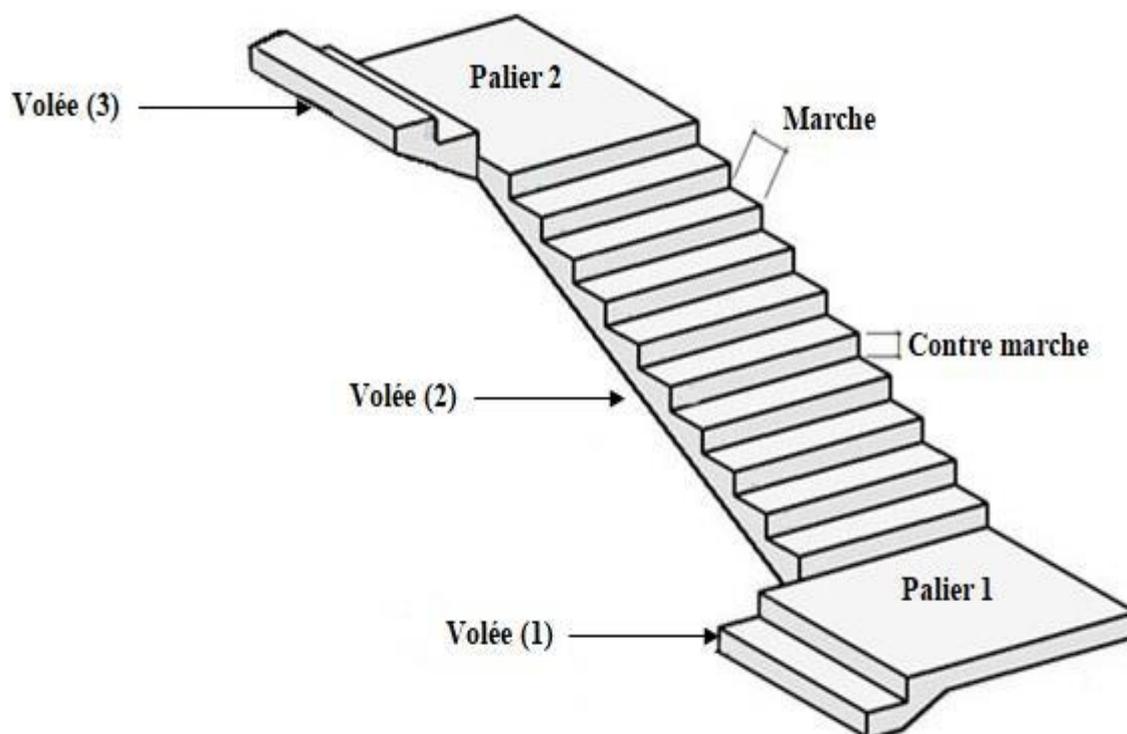


Figure.III.24. Vue en 3D de l'escalier à paillasse adjacente

### III.5.2. Calcul des escaliers (1 et 3<sup>ème</sup> volé) :

#### ❖ Calcul des sollicitations :

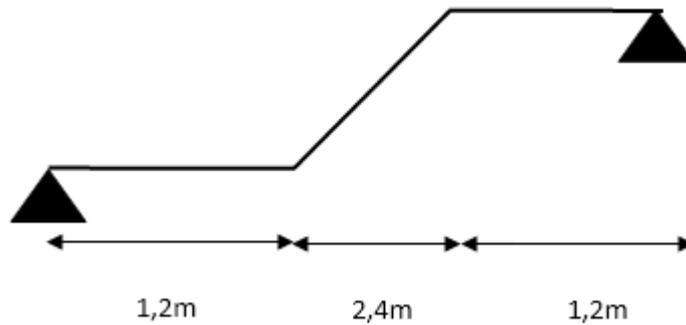


Figure. III.25. Schémas statiques des escaliers

- Paillasse :  $G=7,27\text{KN/ml}$  ;  $Q=2,5\text{KN/ml}$
- Palier :  $G=5,85\text{KN/ml}$  ;  $Q=2,5\text{KN/ml}$

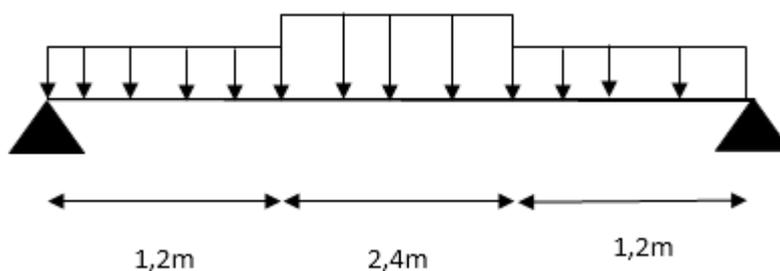


Figure. III.26 distribution des charges

#### ❖ Evaluation des charges

- Paillasse :  $G_1=7,27\text{ KN/ml}$  ;  $Q_1=2,5\text{KN/ml}$
- Palier :  $G_2=5,85\text{ KN/ml}$  ;  $Q_2=2,5\text{KN/ml}$

#### ❖ Les combinaisons des charges :

##### ELU :

- Paillasse :  $q_u=1,35G + 1,5Q=1,35 \times 7,27 + 1,5 \times 2,5=13,56\text{ KN/ml}$
- Palier :  $q_u=1,35G + 1,5Q=1,35 \times 5,85 + 1,5 \times 2,5=11,65\text{ KN/ml}$

**ELS :**

- Paillasse :  $q_s = G + Q = 7,39 + 2,5 = 9,77 \text{ KN/ml}$ .

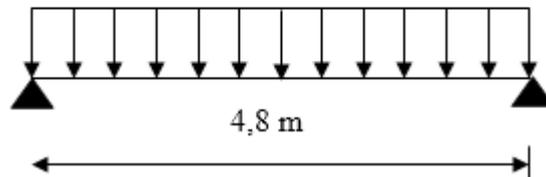
- Palier :  $q_s = G + Q = 5,85 + 2,5 = 8,35 \text{ KN/m}$ .

❖ **Charge équivalente :**

**ELU :** 
$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{11,65 \times 1,2 + 13,56 \times 2,4 + 11,65 \times 1,2}{2,4} = 12,29$$

**ELS :** 
$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{8,35 \times 1,2 + 9,77 \times 2,4 + 8,35 \times 1,2}{2,4} = 8,82$$

$q_{eq}$



**Figure.III.27. La charge équivalente.**

❖ **Sollicitation de calcul de l'escalier :**

- **ELU :**

- Moment isostatique :  $M_0 = q_u \times l^2 / 8$

- Moment en travée :  $M_t = 0,5 \times M_0$

- Moment sur appui :  $M_a = 0,75 \times M_0$

- **ELS :**

- Moment isostatique :  $M_0 = q_s \times l^2 / 8$

- Moment en travée :  $M_t = 0,5 \times M_0$

- Moment sur appui :  $M_a = 0,75 \times M_0$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

	$q_{eq}$ (KN/ml)	$M_0$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)
<b>ELU</b>	12,29	36,31	18,15	27,23
<b>ELS</b>	8,82	26,10	13,05	19,57

**Tableau.III.24. Les sollicitations de calcul**

### ❖ Calcul de ferrailage :

#### Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section  $(b \times h) = (100 \times 12) \text{ cm}^2$ .

On a : :  $d = 0,9h = 0,9 \times 12 = 11 \text{ cm}$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	d(m)	$F_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	0,11	14,2	400	348

**Tableau.III.25. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	Mu(KN.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	Asmin (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Aadopt (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis rive</b>	18,15	100	11	0,1058	0,140	10,382	1,33	5,023	8HA10=6,28
<b>Appuis inter</b>	18,15	100	11	0,1058	0,140	10,382	1,33	5,03	8HA10=6,28
<b>Travée</b>	27,23	100	11	0,1588	0,217	10,043	1,33	7,79	8HA12=9,05

**Tableau .III.26. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.**

### ❖ Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / 400 = 1,33 \text{ cm}^2 ; e = 12 \text{ cm.}$$

- En travée :  $A_{smin} < A_s$  .....CV.
- En appuis :  $A_{smin} < A_s$  .....CV.

### Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 12 ; 33) = 33\text{cm.}$$

- En travée :  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33\text{cm}$  .....C.V.
- En appuis :  $S_t = 100/4 = 25\text{cm} < 33\text{cm}$  .....C.V.

### ❖ Armatures de répartition :

- En travée :  $A_s = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54\text{cm}^2$  on adopte : 4HA8=2,01cm<sup>2</sup> ; S<sub>t</sub>=20 cm.
- En appuis :  $A_s = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54\text{cm}^2$  on adopte : 4HA8=2,01cm<sup>2</sup> ; S<sub>t</sub>=20cm.

### ❖ Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  tel que :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}\right\} \rightarrow \min\{3,33 ; 5 \text{ Mpa}\} = 3,33\text{MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 3,33\text{MPa}$ .

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12,29 \times 4,8}{2} = 29,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{29,5 \times 10^3}{1000 \times 110} = 0,268\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

Donc il n y a pas de risque de cisaillement.

### ❖ Vérification à ELS :

#### vérification des contraintes du béton :

Il faut vérifier :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

#### Contrainte dans les aciers tendus :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

#### Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

- ❖  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{12}{4,8} = 2,5 \geq 0,0625$  .....CV
- ❖  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,05 \geq 0,085$  .....CNV
- ❖  $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{9,05}{100 \times 11} = 0,0082 \leq 0,0105$  .....CV

	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En travée</b>	0,217	1,391	0,196	CV
<b>En appuis</b>	0,140	1,391	0,196	CV

**Tableau .III.27. Résultats de la vérification des contraintes du béton**

### ❖ Calculer la flèche :

Selon la méthode de BAEL91 la flèche totale est donnée par :

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

$f_{gi}$  ,  $f_{gv}$  : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes

$f_{ji}$  : la flèche due à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : la flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément.

Cette flèche ne doit pas dépasser  $L/500$

D'après le BAEL91 on a :

$$f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}} \quad f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$$

- **La position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(dA_s - d'A_s') = 0 \quad \text{Avec: } A_s' = 0 \quad ; \quad A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$Y = 27,82 \text{ mm.}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène réduite "I" :**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta[A_s(d-y)^2]$$

Avec  $y$  : la position de l'axe neutre

$\eta$  : Coefficient d'équivalence = 15

- **Moment d'inertie de la section homogène réduite «  $I_0$  » :**

$$I_0 = \frac{b.h^3}{12} + b.h\left(\frac{h}{2} - V\right) + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \left(\frac{b.h^2}{2} + 15A_s.d\right) / (b.d + 15A_s)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \quad ; \quad \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho} \quad ; \quad E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad ; \quad E_v = \frac{E_i}{3}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Y (mm)	I (mm <sup>4</sup> )	V (mm)	I <sub>0</sub> (mm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub> MPa	λ <sub>v</sub> MPa	E <sub>i</sub> MPa	E <sub>v</sub> MPa
27,82	38986350,1	67,28	151720270	0,00285	7,36	2,94	32164,195	10818,86563

**Tableau.III.28. Différents coefficients pour le calcul de la flèche escalier**

$$G_{\text{paillasse}} = 7,39 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{palier}} = 5,85 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{eq} = \frac{(5,85 \times 1,2) + (7,39 \times 1,2)}{1,2 + 1,2} = 6,62 \text{ KN/m}$$

$$M_{g \text{ ser}} = 0,85 \frac{G_{eq} \times l^2}{8}$$

$$\sigma_{g \text{ ser}} = \frac{15 \times M_{g \text{ ser}}}{I} (d - y)$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \sigma \times \rho + f_{t28}}$$

$$I_{f \text{ gi}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_g}$$

$$I_{f \text{ gv}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu_g}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{g \text{ ser}} \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{g \text{ ser}} \times L^2}{10 E_v \times I_{fv}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

$M_{g\ ser}(\text{N.m m})$	$\sigma_{g\ ser}(\text{MPa})$	$\mu_g$	$I_{f\ i}(\text{mm}^4)$	$I_{f\ v}(\text{mm}^4)$	$f_{g\ i}(\text{cm})$	$f_{g\ v}(\text{cm})$
14169600	163,51	0,508	78531660,19	118802062,6	0,42887036	0,84282575

**Tableau.III.29. .Différent coefficient pour de la flèche escalier**

❖ **Calcul de  $f_{pi}$  :**

$$\text{On a : } q_{eq} = G_{eq} + Q = 7,39 + 2 = 9,89 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{pi} = 0,85 \frac{G_{eq} \times l^2}{8}$$

$$\sigma_{pi} = \frac{15 \times M_{pi}}{I} (d - y)$$

$$\mu_{bi} = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \sigma \times \rho + f_{t28}}$$

$$I_{f\ bi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_g}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{g\ ser} \times L^2}{10 E_v \times I_{f\ v}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$M_{pi}(\text{N.mm})$	$\sigma_{pi}(\text{MPa})$	$\mu_{bi}$	$I_{f\ bi}(\text{mm}^4)$	$f_{pi}(\text{cm})$
19569600	225,8247	0,6144438	70283073,95	0,66182691

**Tableau III-30 Résultats de calcul de  $f_{pi}$ .**

❖ **Calcul de  $f_{ji}$  (sans revêtement).**

$$G_{paillage} = 7,39 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{palier} = 5,85 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{eq} = \frac{(5,85 \times 1,2) + (7,39 \times 1,2)}{1,2 + 1,2} = 6,62 \text{ KN/m}$$

$$M_j = 0,85 \frac{G_{eq} \times l^2}{8}$$

$$\sigma_j = \frac{15 \times M_j}{I} (d - y)$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \sigma \times \rho + f_{t28}}$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \mu_j} \quad f_{ji} = \frac{M_{g\ ser} \times L^2}{10 E_i \times I_{ji}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$M_j$ (N.mm)	$\sigma_j$ (MPa)	$\mu_j$	$I_{fji}$ (mm <sup>4</sup> )	$f_{ji}$ (mm)
10713600	123,6303	0,404237035	88843073,1	0,28663227

**Tableau III.31. Résultats de calcul de fji.**

Alors :

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ij} + f_{pi} - f_{gi} = 0,041 \text{ cm}$$

$$\Delta_{ft} = 0,79 \leq \frac{l}{500} = 0,96 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

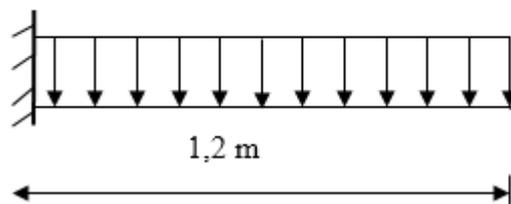
### III.5.3. 2ème volée Paillasse console

Le calcul de cette partie de l'escalier (paillassa console) se fait à la flexion simple par assimilation à une console encastrée uniformément réparties. Avec une portée de 1,2 m

#### ❖ Calcul des sollicitations

Paillasse : G = 7,27 KN/m ; Q = 2.5 KN/m

$$q_{eq} = G_{paillass}$$



**Figure III.28. Escalier à paillasse simple (2ème volée).**

Le calcul se fait pour une bande de 1m

❖ **Les Combinaison des charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7,27 + 1,5 \times 2,5 = 13,56 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = G + Q = 7,39 + 2,5 = 9,77 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Sollicitations de calculs :**

	<b>b</b> (cm)	<b>d (cm)</b>	<b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b>	<b>μ</b>	<b>α</b>	<b>Z</b> (cm)	<b>A<sub>s</sub></b>	<b>A<sub>s</sub></b> adopté	<b>A<sub>s</sub> min</b>	<b>choix</b>
<b>Appuis</b>	100	11	9,76	0,056	0,072	10,68	2,62	3,14	1,32	4HA10

**Tableau III.32. Calcul de ferrailage de 2ème volée .**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{13,56 \times 1,2^2}{2} = 9,76 \text{ KN/ml.}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{9,77 \times 1,2^2}{2} = 7,03 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Calcul des armatures**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1 ml, avec une section (b×h) = (100×12) cm<sup>2</sup>

$$b = 100 \text{ cm ; } h = 12 \text{ cm ; } d = 11 \text{ cm.}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} , f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa ,}$$

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

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{su}} , f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$d = 0,9 \times 12 = 11 \text{ cm.}$$

❖ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 12 ; 33) = 33\text{cm.}$$

- En travée :  $S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$

### ❖ Armatures de répartition :

- En appuis :  $A_s = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$  on adopte : 4HA8=2,01cm<sup>2</sup> ; S<sub>t</sub>=20 cm.

### ❖ Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  tel que :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3,33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3,33 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\tau_u = 3,33 \text{ Mpa}$ .

Avec

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{13,56 \times 1,2}{2} = 8,14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8,14 \times 10^3}{1000 \times 110} = 0,074 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

### ❖ Vérification à ELS :

#### - vérification des contraintes du béton :

Il faut vérifier :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Sur appuis :

$$\frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9,76}{7,03} = 1,38$$

$$\mu_{bu} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > 0,072 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

#### - Contrainte dans les aciers tendus :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus

### ❖ Vérification de la flèche :

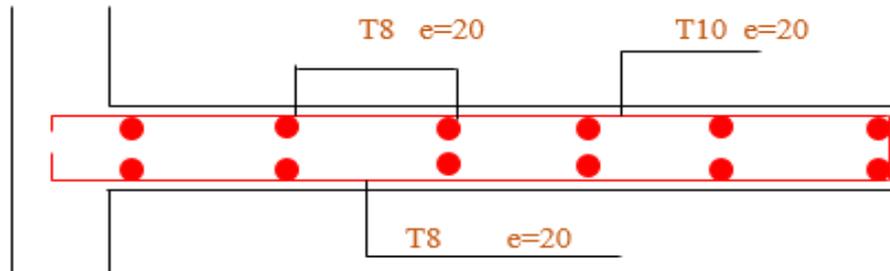
Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{12}{120} = 0,10 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

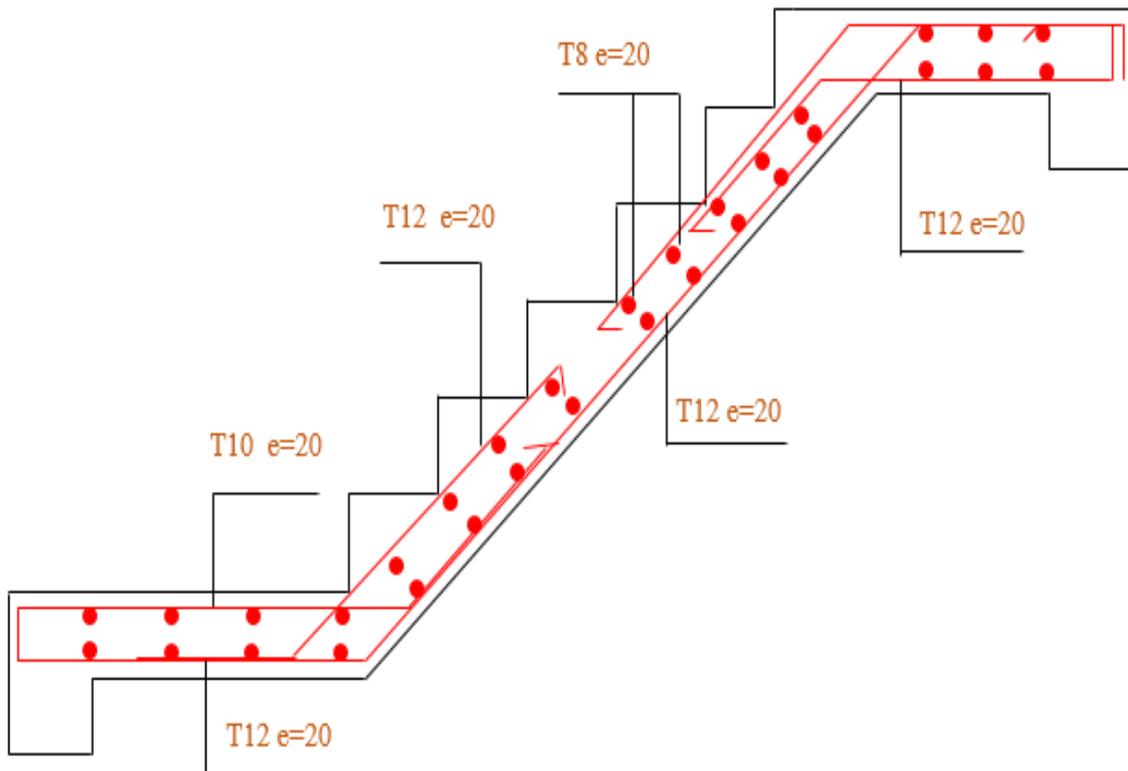
$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_u}{20M_u} \rightarrow 0,1 \geq 0,05 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,14}{100 \times 11} = 0,0028 \leq 0,0105 \dots\dots\dots CV$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la Vérification de la flèche.



**Figure III.29 Ferrailage de l'escalier paillasse console.**



**Figure III.30 Ferrailage de l'escalier.**

### III.6. Etude de la poutre palière

#### III.6.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse.

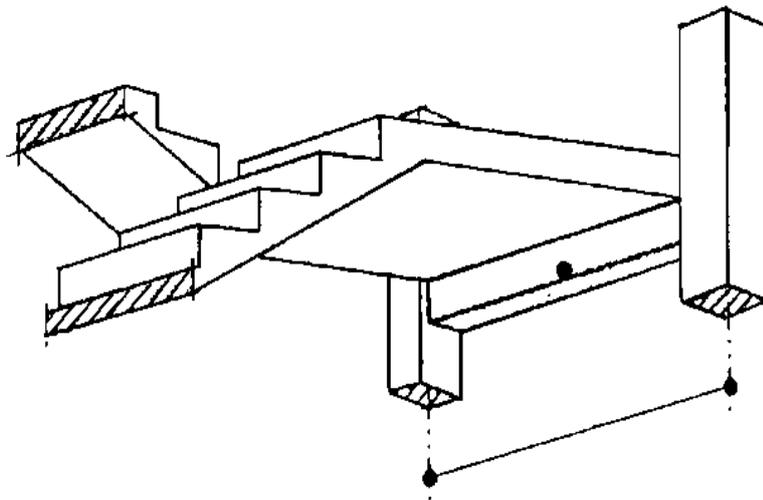


Figure III.31. Poutre palière.

Dans ce cas l'escalier avec 3 volées on réalise une poutre brisée :

#### ❖ Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **CBA 93** et vérifié en considérant le **RPA 99/version 2003**.

Prenons les sections de la poutre palière  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

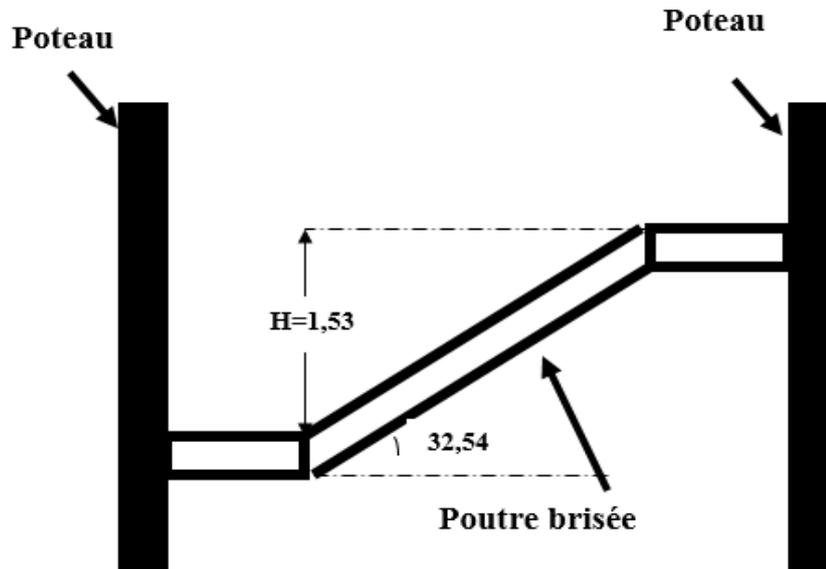


Figure III.32. Vue en élévation de la poutre brisée.

❖ **Calcul en flexion :**

Évaluation des charges :

**a – charge permanente :**

- Poids propre de la poutre horizontale :  $g_0 = 0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,38 \text{ KN/ml}$ .
- Poids propre de la poutre inclinée :  $g_1 = \frac{3,38}{\cos 32,54} = 4 \text{ KN/ml}$ .
- Poids propre de mur :  $g_2 = \left( \frac{3,23 - 0,45}{2} \right) \times 2,75 = 3,82 \text{ KN/ml}$ .

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$q_{u \text{ eq (gauche)}} = q_1 = 12,61 \text{ KN/ml}, \quad q_{u \text{ eq (droite)}} = q_2 = 12,61 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ eq (paillasse)}} = q_p = 13,56 \text{ KN/ml}$$

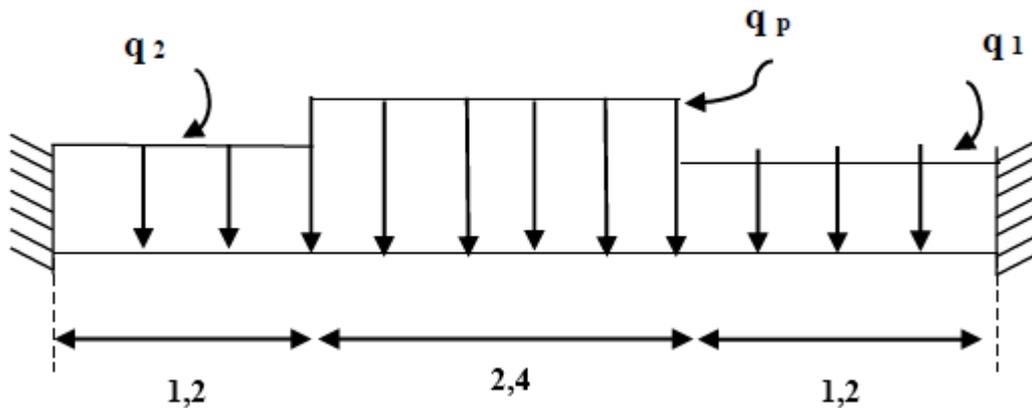


Figure III.33. La charge sur la poutre palière à ELU.

❖ **Calcul des réactions :**  $R = \frac{q_u \times l}{2}$

$$R_1 = \frac{12,61 \times 5,10}{2} = 32,15 \text{ KN/ml.}$$

$$R_2 = \frac{12,61 \times 5,10}{2} = 32,15 \text{ KN/ml.}$$

$$R_p = \frac{13,56 \times 2,4}{2} = 16,27 \text{ KN/ml.}$$

$$R_{\text{éq}} = \frac{32,15 \times 1,2 + 32,15 \times 1,2 + 16,27 \times 2,4}{4,8} = 24,31 \text{ KN/ml.}$$

$$G = g_0 + g_1 + g_2 = 3,38 + 4 + 3,82 = 11,20 \text{ KN/ml.}$$

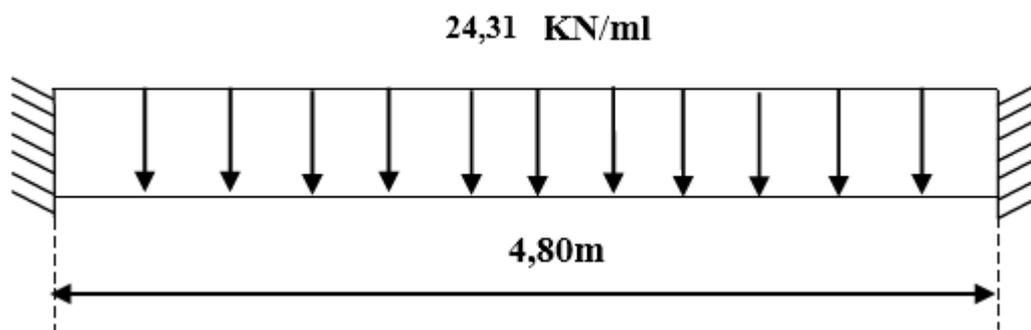


Figure III.34. La charge équivalente sur la poutre palière à ELU.

### ❖ Calcul à L'ELU :

Combinaisons des charges :

- $q_u = 1,35 \times G + R_{\text{éq}}$
- $q_u = 1,35 \times 11,20 + 24,31 = 39,43 \text{ KN/ml}$ .

Les moments : on a  $l=4,80 \text{ m}$

- le moment statique :  $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 113,5 \text{ KN/ml}$ .
- le moment en travée :  $M_t = 0,75 M_0 = 85,13 \text{ KN/ml}$ .
- le moment sur appuis :  $M_a = 0,5 M_0 = 56,55 \text{ KN/ml}$ .

### ❖ Ferrailage de la poutre palière :

#### a. Calcul des armatures longitudinales :

$f_{bc} = 0,85 \times f_{c28}$ , avec  $\gamma_b = 1,5$

$$f_{bc} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

On utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa},$$

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

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{su}}, \quad f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}.$$

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

$$d = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}.$$

	b (cm)	d (cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub> adopté	choix
Travées	30	40,50	85,13	0,121	0,161	37,89	6,45	6,88	3HA14+2HA2
Appuis	30	40,50	56,55	0,080	0,104	38,81	4,18	4,62	3HA14

**Tableau III.33. Résultats de calcul de ferrailage de la poutre palière.**

❖ **Vérification a l'E.L.U :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times f_t / 28 / 400 = 1,47 \text{ cm}^2 ;$$

- En travée :  $A_{smin} = 1,47 < A_s = 6,88$  .....CV
- En appuis :  $A_{smin} = 1,47 < A_s = 4,62$  .....CV

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  tel que :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3,33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{avec } V_u: \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$V_u = \frac{qu \times l}{2} = \frac{39,43 \times 4,8}{2} = 94,63 \text{ KN} .$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{94,63 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,757 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,757 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Calcul des armatures d'âmes**

- $A_t \times \frac{f_e}{b \times S_t} \geq \max \left[ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right]$

$$S_t = \min [0,9 \times d ; 40 \text{ cm}] = 36,45 \text{ cm} . \quad \text{On apte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- $A_t \geq 0,4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} = 0,4 \times 30 \times \frac{20}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 .$

→ $A_t = 0,60 \text{ cm}^2$  Donc on adopte : **2HA8 = 1,01cm<sup>2</sup>**

### ❖ Calcul à l'E.L.S

Evaluation des charges :

$$R = \frac{q_u \times l}{2}$$

-  $R_1 = \frac{9,06 \times 5,1}{2} = 23,10 \text{ KN/ml.}$

-  $R_2 = \frac{9,06 \times 5,1}{2} = 23,10 \text{ KN/ml.}$

-  $R_p = \frac{9,06 \times 2,4}{2} = 10,87 \text{ KN/ml.}$

-  $R_{\text{eq ser}} = \frac{23,10 \times 1,2 + 23,10 \times 1,2 + 10,87 \times 2,4}{4,8} = 16,98 \text{ KN/ml.}$

$G = g_0 + g_1 = 3,38 + 4 = 7,38 \text{ KN/ml}$

### ❖ Combinaisons des charges :

- $R_{\text{eq ser}} = 16,98 \text{ KN/ml}$
- $G = g_0 + g_1 = 7,38 \text{ KN/ml}$
- $G_{\text{mur}} = 3,82 \text{ KN/ml.}$
- $G_{\text{eq}} = 11,20 \text{ KN/ml.}$

### ❖ Combinaisons des charges :

- $q_{\text{ser}} = G_{\text{eq}} + R_{\text{eq}}$
- $q_{\text{ser}} = 11,20 + 16,98 = 28,18 \text{ KN/ml.}$

Les moments : on a  $l = 4,80 \text{ m}$

- le moment statique :  $M_0 = \frac{28,18 \times l^2}{8} = 81,16 \text{ KN/ml.}$
- le moment en travée :  $M_t = 0,75 M_0 = 60,87 \text{ KN/ml.}$
- le moment sur appuis :  $M_a = 0,5 M_0 = 40,58 \text{ KN/ml.}$

### ❖ Vérification à l'E.L. S :

Vérification des contraintes de béton

#### a. En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{85,13}{60,87} = 1,4$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,80.$$

Donc :

$$\alpha = 0,161 \leq 0,8 \dots\dots\dots CV.$$

**b. En appuis :**

$$\alpha = 0,104 \leq 0,8 \dots\dots\dots CV.$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{480} = 0,093 \geq 0,0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,075 \geq 0,074 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0056 \leq 0,0105 \dots\dots\dots CV$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

❖ **Calcul a la torsion :**

**a. Calcul le moment de torsion à l'E.L. U :**

On a :

$$M_{ua} = \frac{M_a}{L_{esc}} = \frac{18,15}{4,8} = 3,78 KN.m$$

$$M_{tor} = M_{ua} \times \frac{L_{poutre}}{2} = 3,78 \times \frac{5,10}{2} = 9,64$$

**b. Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

- $b \leq h$ .
- $\Omega = (h-e) \times (B-e) \rightarrow e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$
- $\Omega = (45-5) \times (30-5) = 1000 \text{ cm}^2$ .

**c. Calcul le périmètre de la section efficace :**

$$U = [(h - e) + (b - e)] \times 2 = 130 \text{ cm}$$

**d. Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion ( τ<sub>t</sub> ) :**

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{9,64 \times 10^6}{2 \times 1000 \times 50 \times 10^2} = 0,964 \text{ MPa.}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Suivant la condition :

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \overline{\tau_u^2}$$

Avec :

$$\overline{\tau_u} = \min(3,33\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa} \rightarrow \overline{\tau_u^2} = 11,08$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,268^2 + 0,964^2 = 1,001\text{MPa} \leq \overline{\tau_u^2} = 11,08 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

❖ **Calcul du ferrailage à la torsion :**

- $\frac{A_{st}}{U} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow A_{st} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times U = 1,80\text{cm}^2$

$\rightarrow A_{st} = 1,80\text{cm}^2$                       **On adopte : 2T12 (As) = 2,26 cm<sup>2</sup>**

❖ **Pourcentage minimal :**

- $\frac{A_{st} \times f_e}{e \times U} \geq 0,4\text{MPa} \rightarrow 1,39\text{MPa} \geq 0,4\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$

❖ **Armature transversale :**

- $\frac{A_{st}}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,1300\text{ cm.}$

❖ **Espacement maximal :**

$S_t \leq \min(0,9 \times d, 40\text{cm}) = 36,45\text{cm}$

On adopte : **St=15 cm.**

- $\frac{A_t}{S_t} = 0,13\text{ cm} \rightarrow A_t = 1,95\text{cm}^2$

$\rightarrow$  On adopte **4T8 At=2,01 cm<sup>2</sup>.**

❖ Schéma de ferrailage :

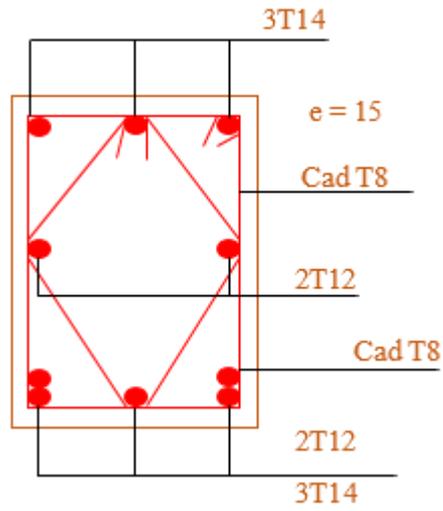


Figure. III.35.Ferrailage de la poutre brisée

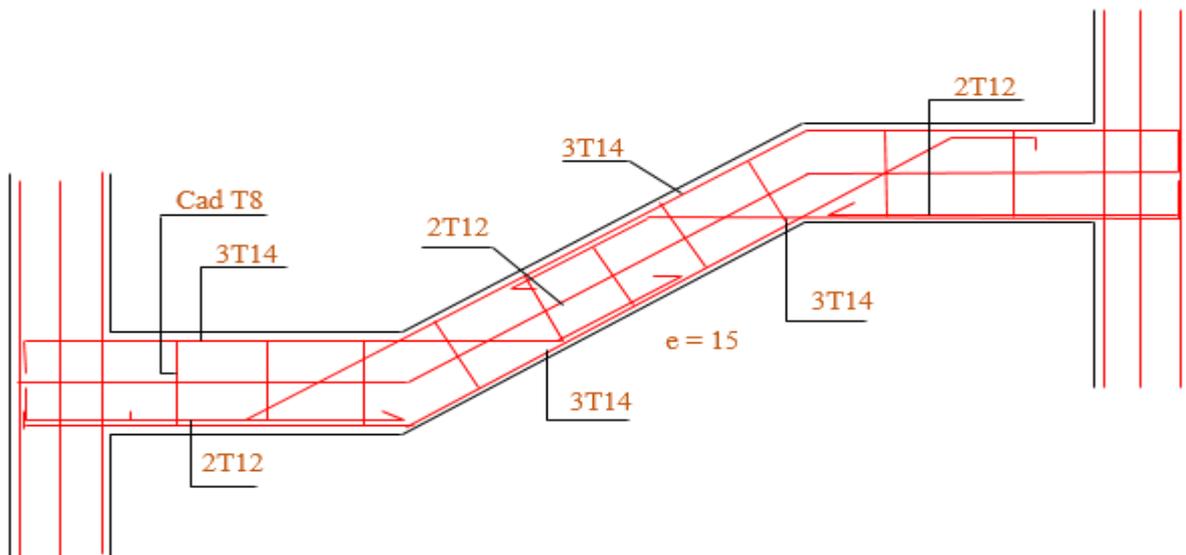
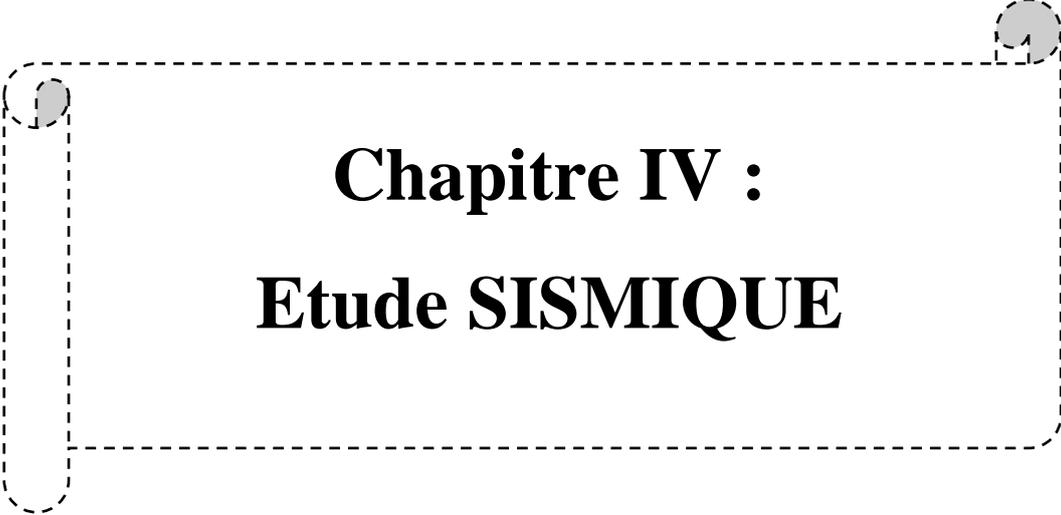


Figure. III.36.Ferrailage de la poutre brisée

---

---



**Chapitre IV :**  
**Etude SISMIQUE**

---

---

**IV. 1. Introduction :**

Le séisme ou le tremblement de terre est un phénomène naturel qui attaque les structures, Des secousses plus ou moins violentes imprimées au sol et qui peuvent causer d'importants dégâts dans les constructions si ces dernières ne sont pas conçues pour résister à ces effets. Ce dernier provoque des effets horizontaux importants qui peuvent abîmer ou effondrer la Structure.

**IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :**

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des utilisateurs .L'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ❖ Respect de la réglementation parasismique.
- ❖ Conception architectural parasismique.
- ❖ Mise en oeuvre soigné.

**IV.3. Choix de la méthode de calcul :**

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par deux méthodes :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale

**IV.3.1. Méthode statique équivalente :****IV.3.1.1. Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

**IV.3.1.2. Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

**IV.3.1.3. Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 Du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

**IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :****IV.3.2.1. Principe de la méthode :**

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

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

**IV.3.2.2. Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

➤ Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

➤ Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

➤ Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

➤ La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

➤ Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

➤ Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

**IV.3.2.3. Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode Statique équivalente ne s'applique pas.

**IV.4. Définition des valeurs des coefficients :**✓ **Coefficient d'accélération de zone A :**

Il est en fonction du groupe d'usage et de la zone sismique, il permet de définir L'amplitude du spectre d'accélération .Notre bâtiments est étudié dans des zones (zone II.a) et groupe d'usage (2). **Donc : et  $A=0,15$  (tableau 4-1 modification 2003 sur RPA 99).**

Groupe	Zone		
	I	IIa	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	<b>0,15</b>	0,25
3	0,05	0,10	0,15

**Tableau .IV.1. Coefficient d'accélération de zone A.**

✓ **Facteur d'amortissement critique  $\xi$ :**

C'est le pourcentage d'amortissement critique fonction des matériaux constitutifs, du type de structure et de l'importance du remplissage.

Pour remplissage dense, le portique en béton armé :  $\xi=7\%$  (tableau 4-2 RPA99).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau .IV.2. Valeurs de  $\xi(\%)$ .**

✓ **Coefficient du comportement global de la structure R :**

Il est en fonction de système de contreventement ; dans notre projet la construction est un portique contreventé par des voiles, Donc  **$R=5$  (tableau 4-3 RPA99).**

Les valeurs des coefficients de comportement est donnée par le tableau suivante:

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b><u>Béton armé</u></b>		
<b><u>A</u></b>		
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	<b>Mixte portiques/voiles avec interaction</b>	<b>5</b>
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<b><u>Acier</u></b>		
<b><u>B</u></b>		
7	Portiques auto stables ductiles	6
8	Portiques auto stables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<b><u>Maçonnerie</u></b>		
<b><u>C</u></b>		
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
<b><u>Autres systèmes</u></b>		
<b><u>D</u></b>		
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	3,5
	17	4
		2

Tableau .IV.3 . Valeurs du coefficient de comportement R.

✓ **Facteur de qualité Q :**

Il est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments constitutants ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de « Q » est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

**P<sub>q</sub>**: est la pénalité à retenir selon le critère de qualité à est satisfait ou non sa valeur est Donnée par le **tableau 4.4 du R.P.A**

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

**Tableau IV.4.valeurs des pénalités P<sub>q</sub>.**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q.$$

$$Q = 1+0,05+0,05+0,05+0,00+0,00+0,00=1,15.$$

✓ **Calcul de la période T :**

$$T = C_T \times h^{3/4}.$$

Avec :

**h**: la hauteur totale de la construction.

**C<sub>t</sub>**: Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donné par

**Le tableau 4.6 du RPA 99.**

Cas n°	Système de contreventement	C <sub>T</sub>
<b>1</b>	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
<b>2</b>	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
<b>3</b>	<b>Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie</b>	<b>0,050</b>
<b>4</b>	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

**Tableau. IV.5. Valeurs du coefficient C<sub>T</sub>.**

➤ **Facteur d'amplification moyen (D):**

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

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

- $T_2$  période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un Amortissement  $\varepsilon = 6\%$

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

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

$$\eta = 0,8819$$

Les catégories de site est donnée par le tableau 4-7 de RPA99.

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	<b>0,15</b>	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	<b>0,30</b>	0,40	0,50	0,70

**Tableau .IV.6.Valeurs de T1 et T2.**

Dans notre projet on a étudié dans le site 1(S<sub>1</sub>) :

Donc :

$$T_1 = 0,15sec.$$

$$T_2 = 0,30sec.$$

**IV.5.Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :**

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

- La classification des zones sismiques.
- La classification des ouvrages selon leur importance.
- La classification des sites.
- La classification du système de contreventem.
- Classification de l'ouvrage selon sa configuration.

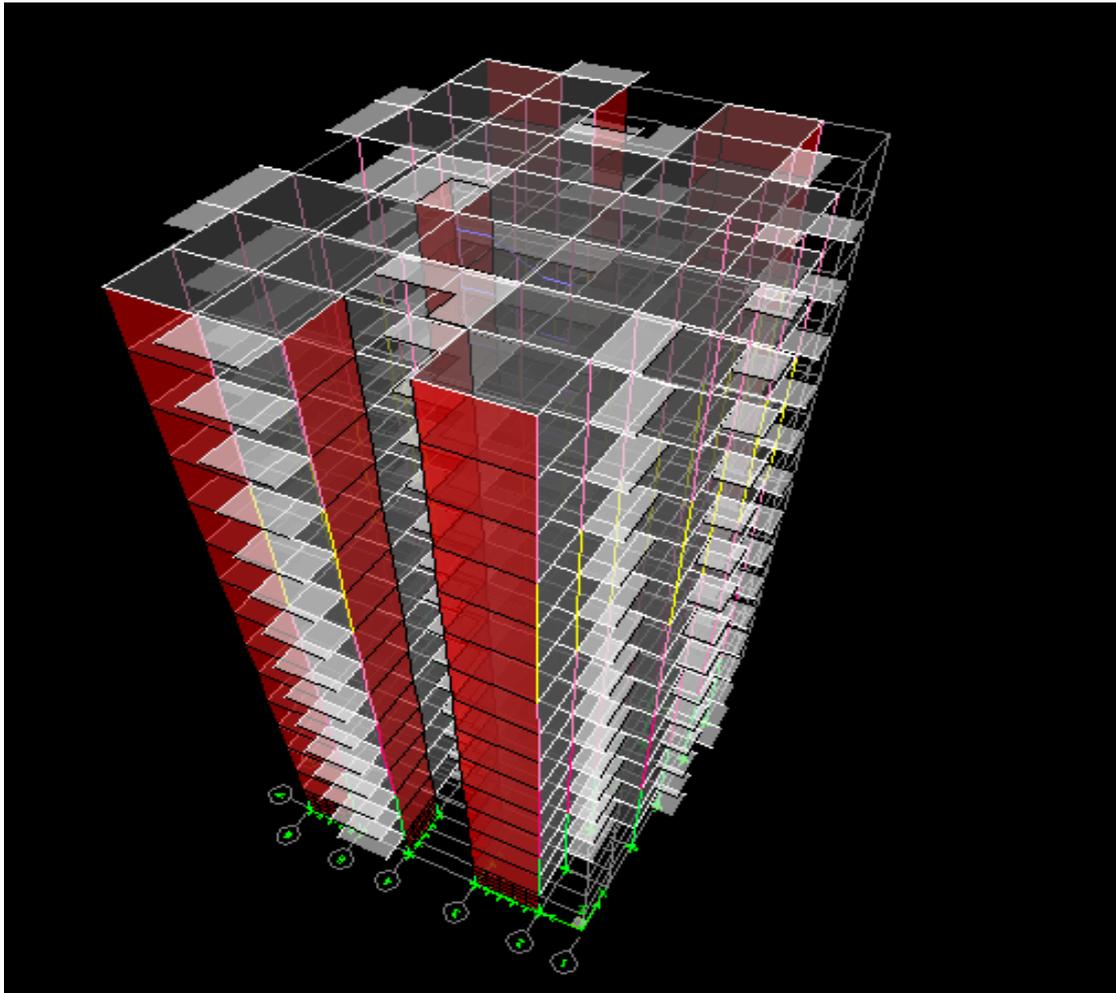


Figure .IV.1. Vue en 3D de la structure.

#### IV.6. La modélisation de la structure :

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "ETABS 9.7.0 " après

discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exact et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

##### IV.6.1. Pourquoi l'ETABS ?

Nous avons fait appel au logiciel (ETABS) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale  $\alpha_i$ .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

##### IV.6.2. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « **Shell** » à quatre nœuds.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

**IV.6.3. Modélisation de la masse :**

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  RPA99/Version 2003 (dans notre cas  $\beta=0.2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2.5t/m<sup>3</sup>.

**IV.6.4. Nombre de mode à considérer :**

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a) :

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

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

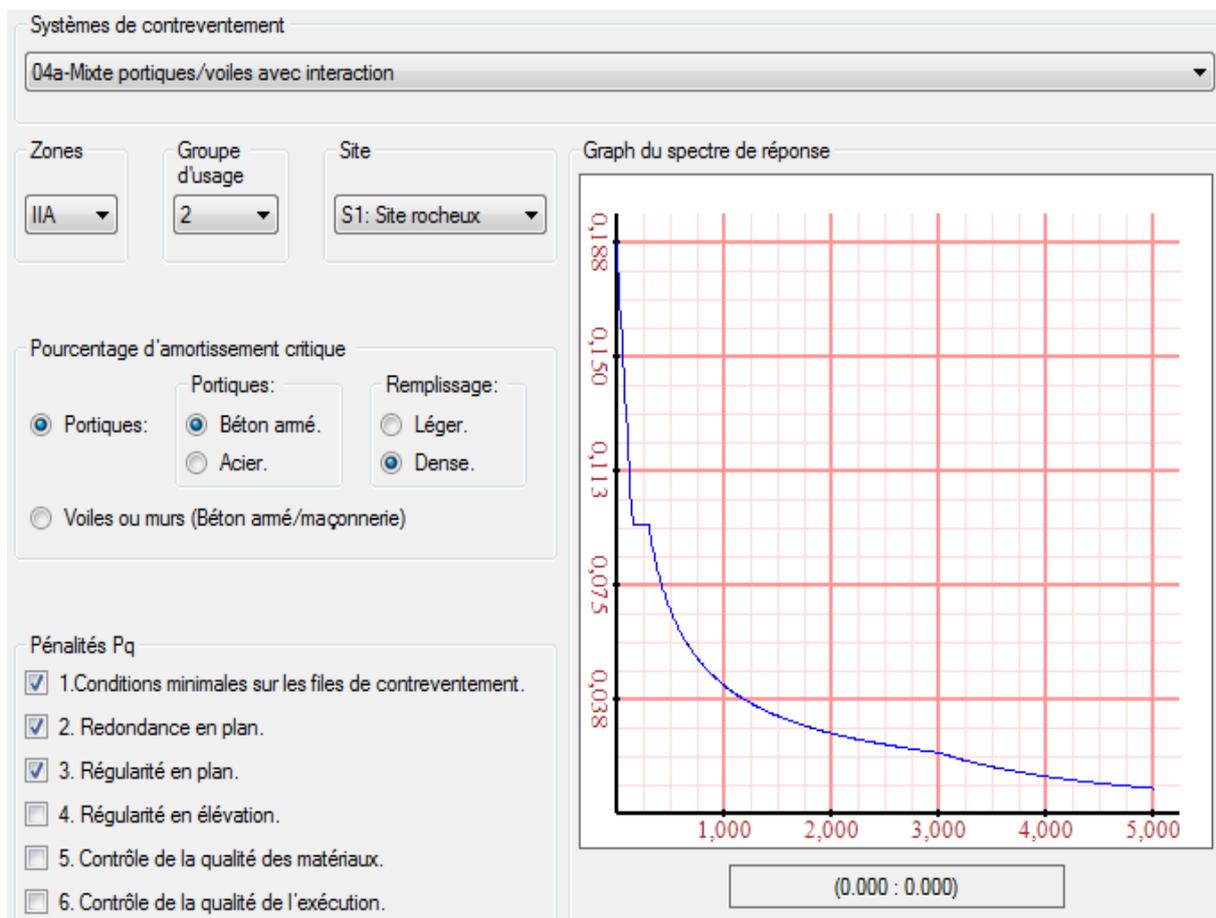
**IV.7. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :****IV.7.1. Spectre de réponse de calcul :**

Figure .IV.2. Le spectre de réponse 1.

IV.8 : La structure sans voile :

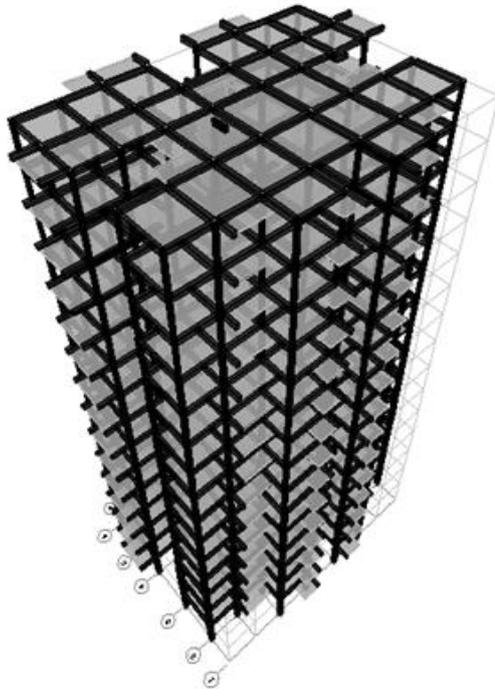


Figure .IV.3.Proposé aux structure en 3d

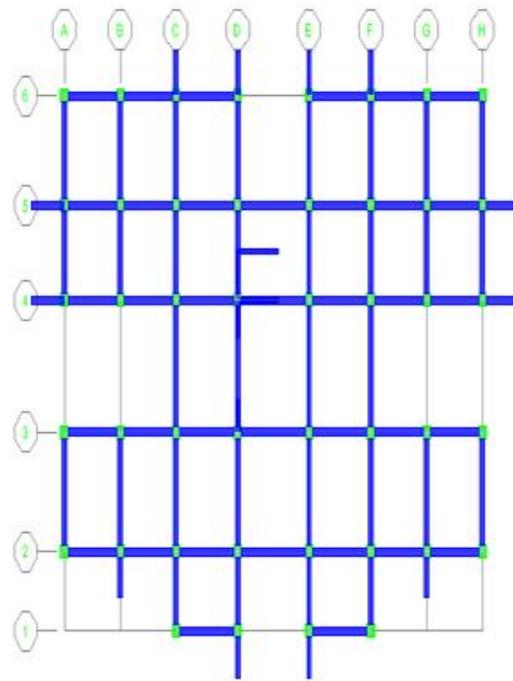


Figure. IV.4.proposé aux structures

Vue en plan.

Les modes propres :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
1	<b>2,162745</b>	0,0123	8,138	0	0,0123	8,138	<b>65,9633</b>
2	<b>1,996627</b>	<b>70,6864</b>	1,3972	0	70,6987	9,5352	<b>0,164</b>
3	<b>1,827575</b>	1,4544	<b>62,5842</b>	0	72,1531	72,1194	<b>7,8099</b>
4	0,766286	0,5244	0,9367	0	72,6776	73,0561	11,1217
5	0,668801	12,0129	0,9236	0	84,6905	73,9797	0,3133
6	0,610756	0,5473	12,2248	0	85,2378	86,2045	1,3636
7	0,448915	0,2111	0,3184	0	85,4489	86,5229	3,883
8	0,354036	4,3571	0,8568	0	89,8059	87,3797	0,0499
9	0,325647	0,7469	3,9062	0	<b>90,5529</b>	<b>91,286</b>	0,6797
10	0,313675	0,1175	0,2365	0	90,6704	91,5225	2,0759
11	0,235259	0,0816	0,0705	0	90,7519	91,593	1,2905
12	0,226155	1,5771	1,2821	0	92,3291	92,8751	0,0003

Tableau .IV.7. Périodes et participation massique.

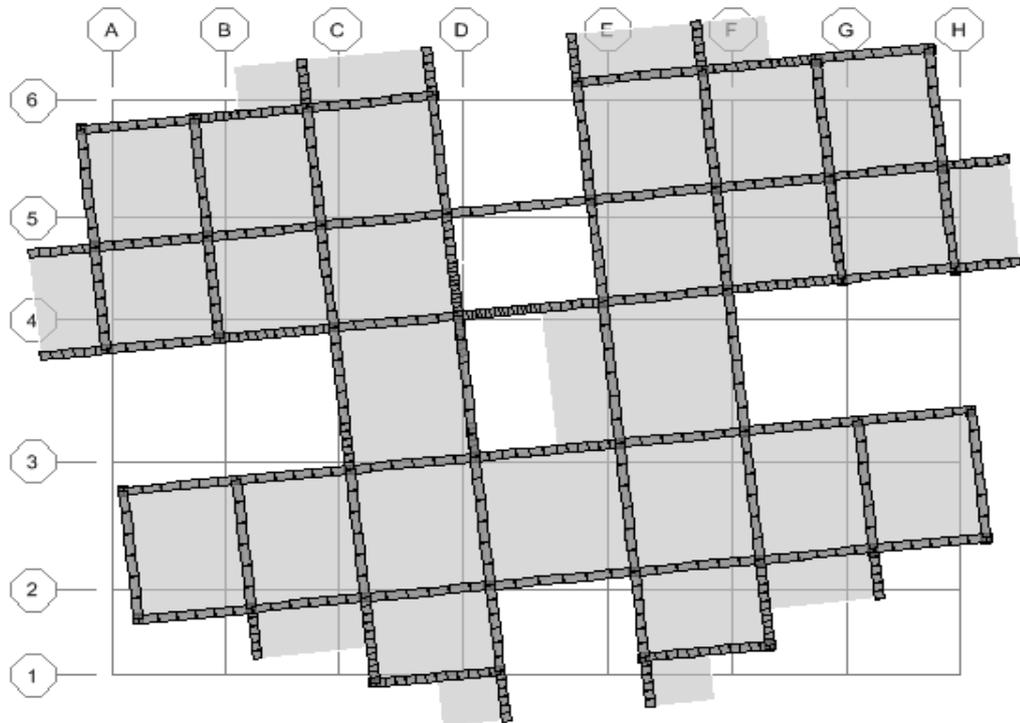


Figure .IV.5.Mode 1 xx rotation selon z .

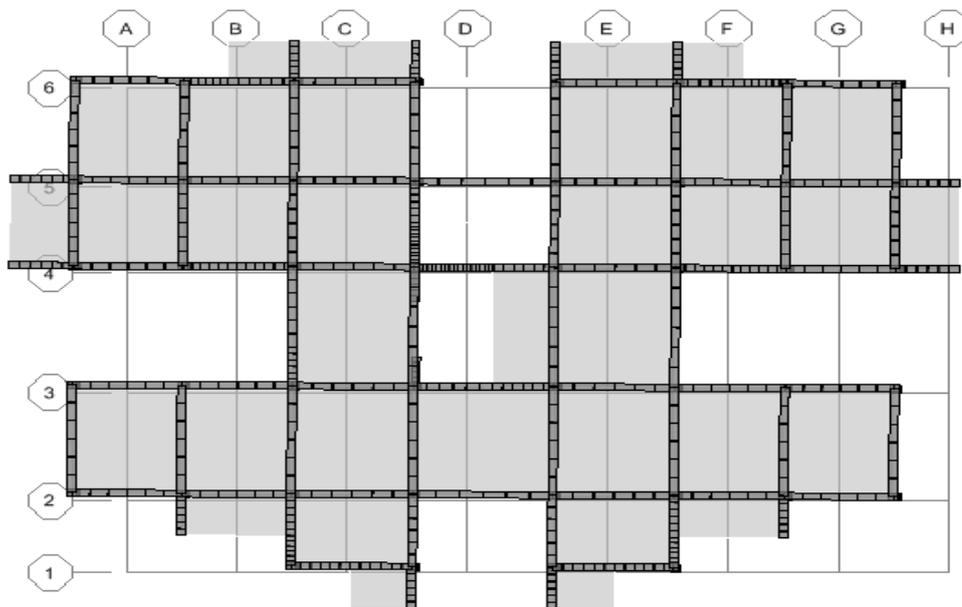


Figure .IV.6. Mode 1 yy translation selon X .

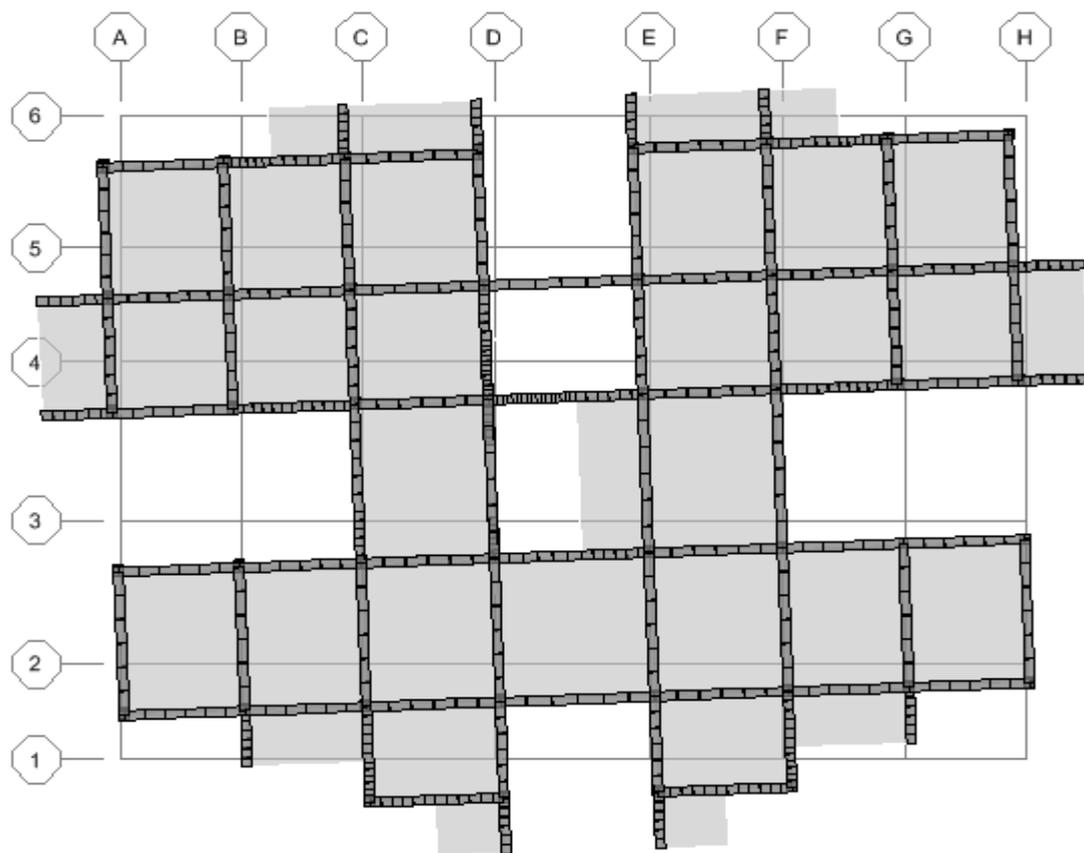


Figure .IV.7. Mode 1 zz translation selon Y.

**Constatation**

- 1°/ Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.....CNV.
- 2°/ Le 3ème mode est un mode de torsion.....CNV.

IV.9 . Disposition des voiles :

IV.9.1 .1<sup>ere</sup> disposition des voiles .

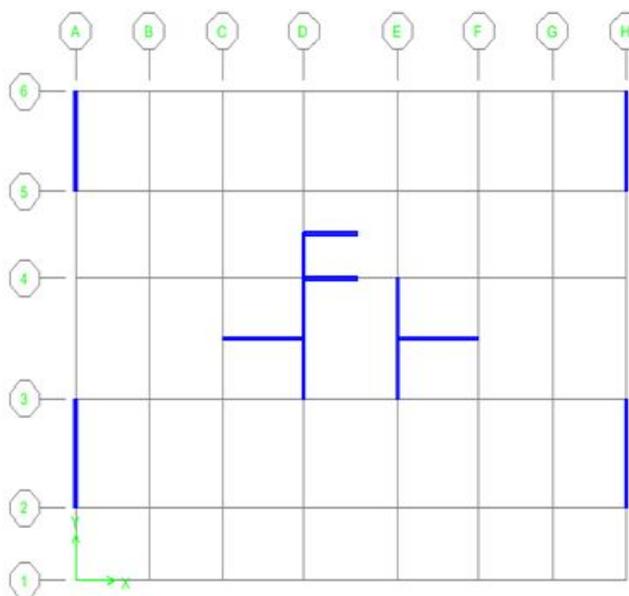
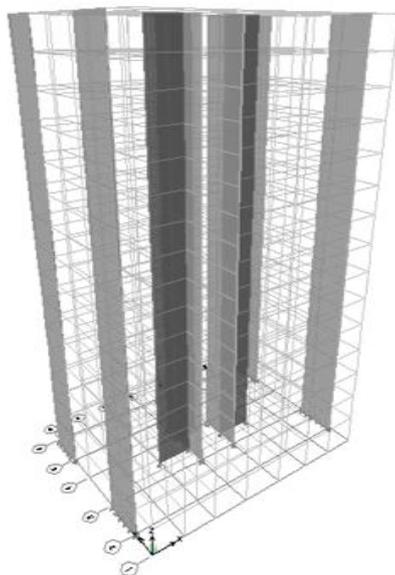


Figure. IV.8. La disposition 1 du voile

Figure. IV.9. La disposition 1 du voile

Proposé aux structure en 3d

proposé aux structure vue en plan

IV.9.1 .1. Résultat de calcul modal :

Les modes propres 1<sup>ere</sup> disposition.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
1	1,474616	68,6316	0,6574	0	68,6316	0,6574	1,1139
2	1,370351	0,8586	2,4603	0	69,4902	3,1177	61,3193
3	1,229539	0,9455	61,8246	0	70,4357	64,9423	2,0791
4	0,441009	14,416	0,2323	0	84,8517	65,1746	0,0391
5	0,339519	0,0024	1,012	0	84,8541	66,1866	17,2615
6	0,297005	0,462	17,384	0	85,3161	83,5706	1,0519
7	0,213664	5,7856	0,2011	0	91,1017	83,7717	0,0147
8	0,14533	0,0004	0,4894	0	91,1022	84,2611	6,8988
9	0,13285	2,9888	0,9561	0	94,091	85,2173	0,0835
10	0,128104	0,2604	5,6866	0	94,3514	90,9038	0,4082
11	0,093678	1,9007	0,0001	0	96,2521	90,9039	0
12	0,083811	0	0,293	0	96,2521	91,1969	3,6017

Tableau .IV.8. Périodes et participation massique.

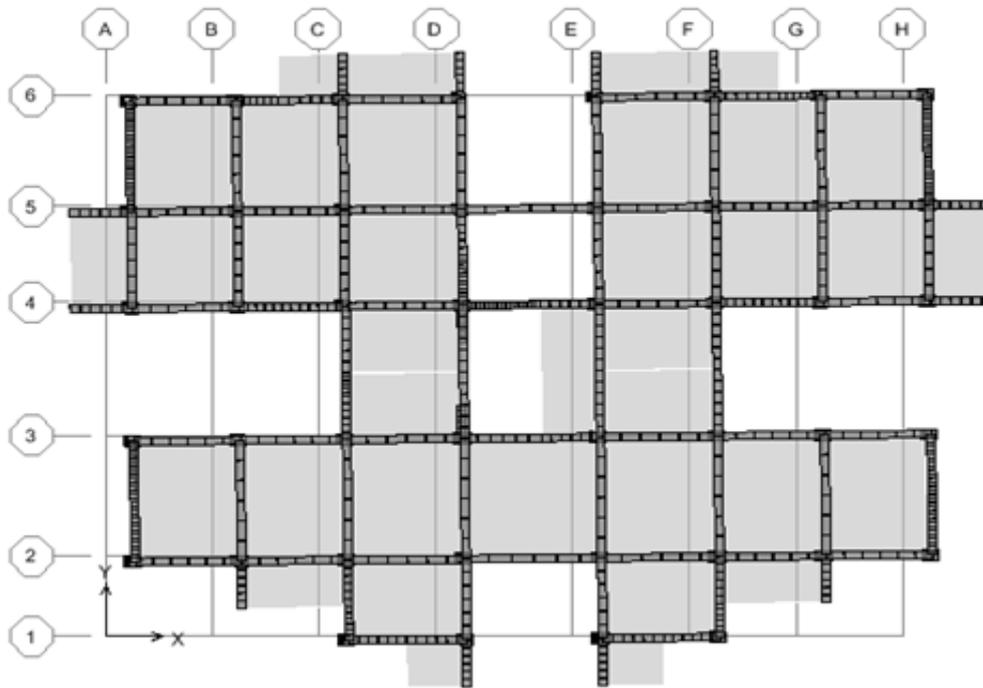


Figure .IV.10. Mode 1 xx translation selon X .

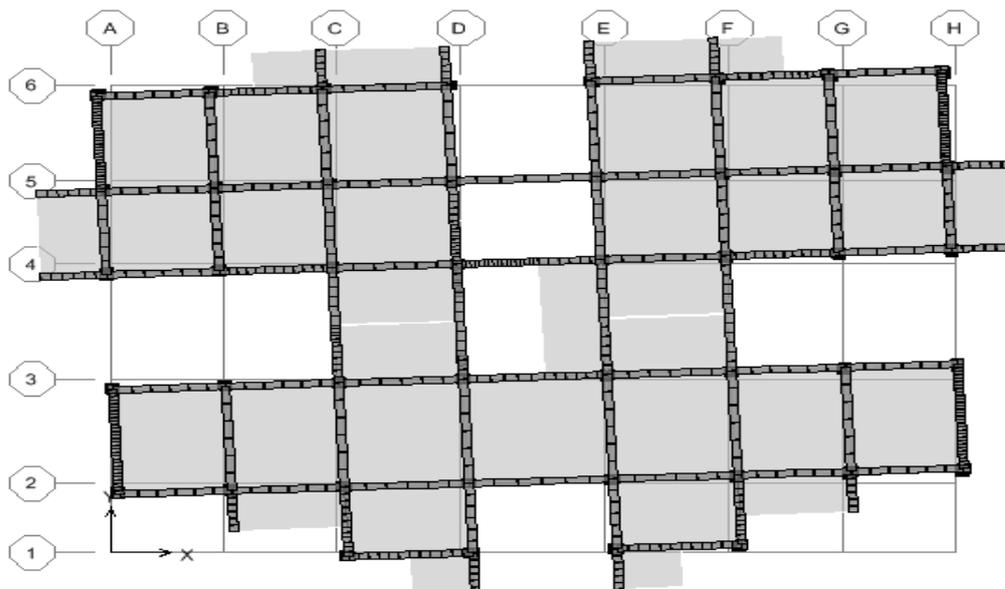


Figure .IV.11. Mode 1 yy rotation selon Z.

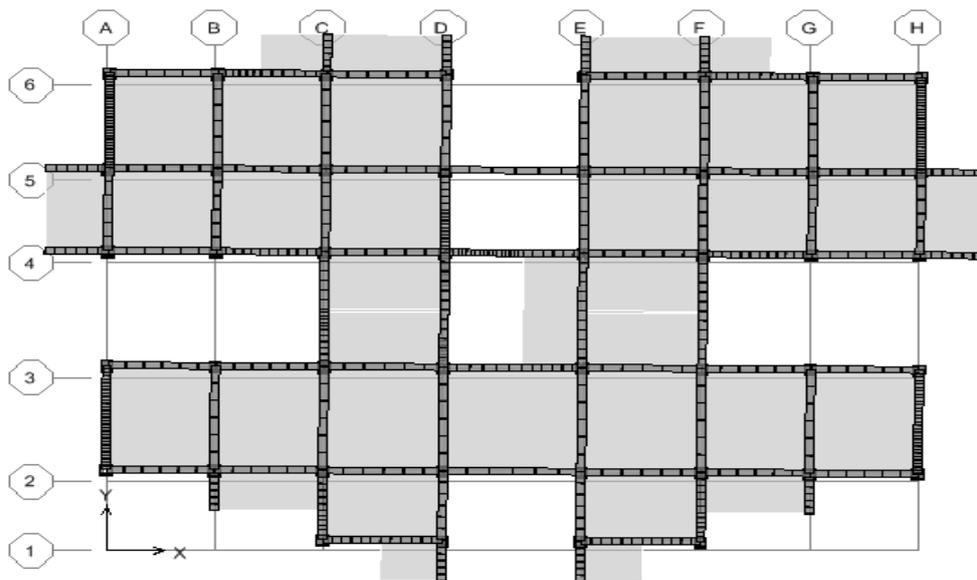


Figure .IV.12. Mode 1 zz translation selon Y.

**Constataion**

1°/ Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.....CNV.

2°/ Le 3ème mode est un mode de torsion.....CNV.

**IV.9.2. 2<sup>ème</sup> disposition des voiles .**

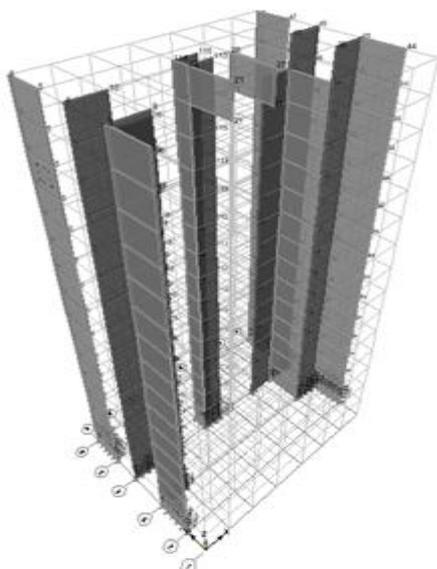


Figure. IV.13. La disposition 2 du voile  
proposé aux structure en 3d

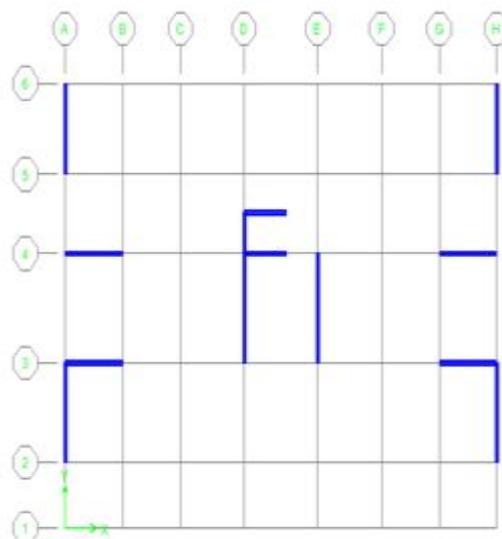


Figure. IV.14. La disposition 2 du voile  
proposé aux structure vue en plan .

IV.9.2 . Résultat de calcul modal :

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
1	1,094708	52,907	0,0009	0	52,907	0,0009	13,2308
2	0,760668	0,2101	66,4413	0	53,1171	66,4422	0,7236
3	0,733056	12,8685	0,9489	0	65,9856	67,391	52,7453
4	0,274007	13,6483	0,0003	0	79,6339	67,3913	3,9404
5	0,197521	0,027	18,8166	0	79,6608	86,208	0,0669
6	0,186345	4,8418	0,0902	0	84,5027	86,2981	14,2338
7	0,120878	5,2765	0,0001	0	89,7792	86,2982	1,7651
8	0,094917	0,0089	5,9441	0	89,7881	92,2423	0,0224
9	0,088034	1,7028	0,0284	0	91,4908	92,2708	4,6075
10	0,071948	2,6329	0	0	94,1237	92,2708	0,8861
11	0,061166	0,0028	2,9257	0	94,1265	95,1965	0,0119
12	0,058957	0	0,0001	0	94,1265	95,1966	0,005

Tableau .IV.9. Périodes et participation massique.

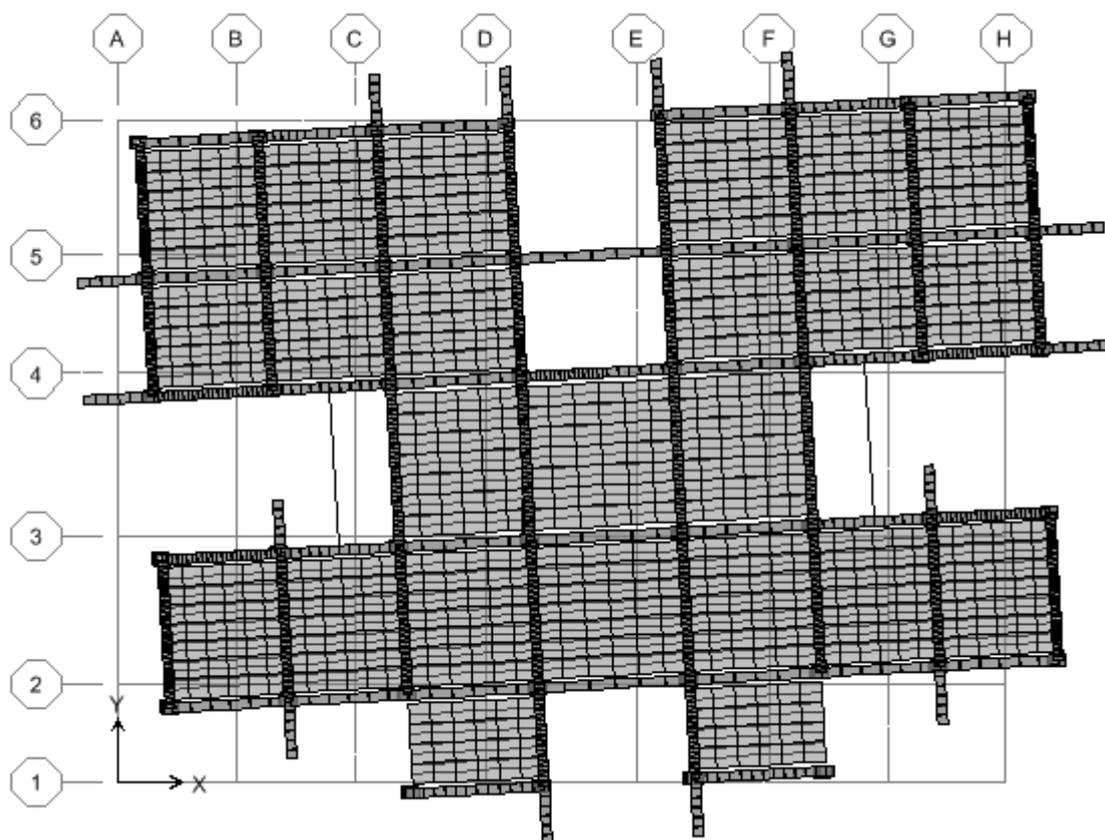


Figure .IV.15. Mode 1 xx : translation selon X .

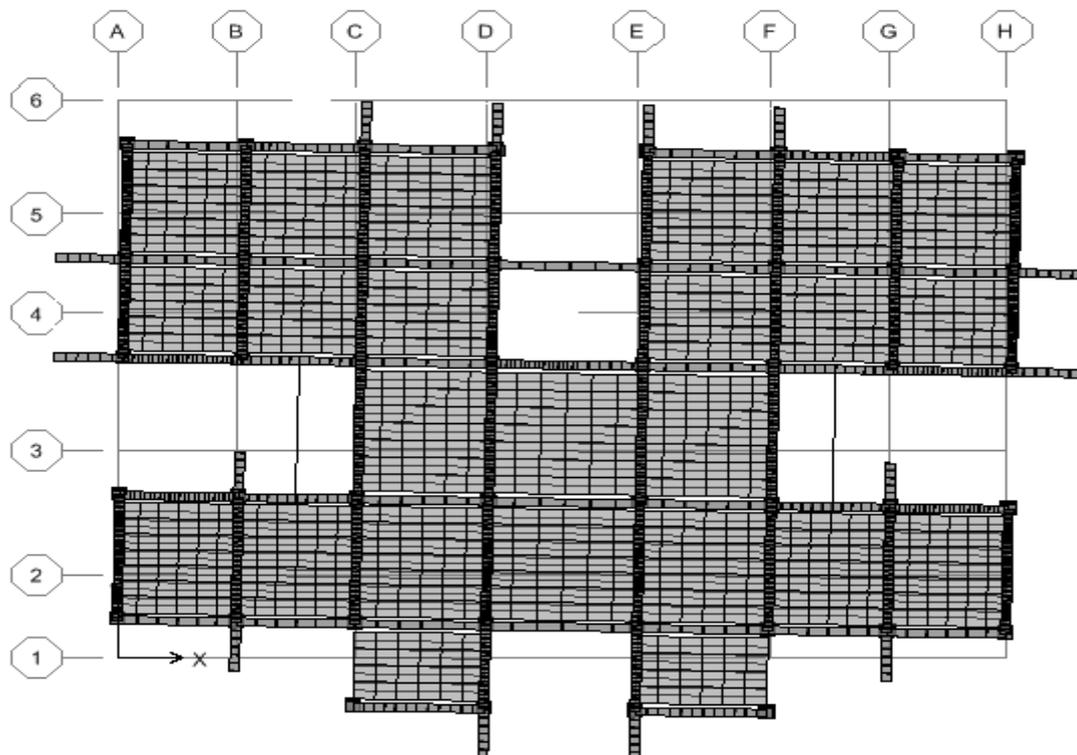


Figure .IV.16. Mode 1 yy translation selon y.

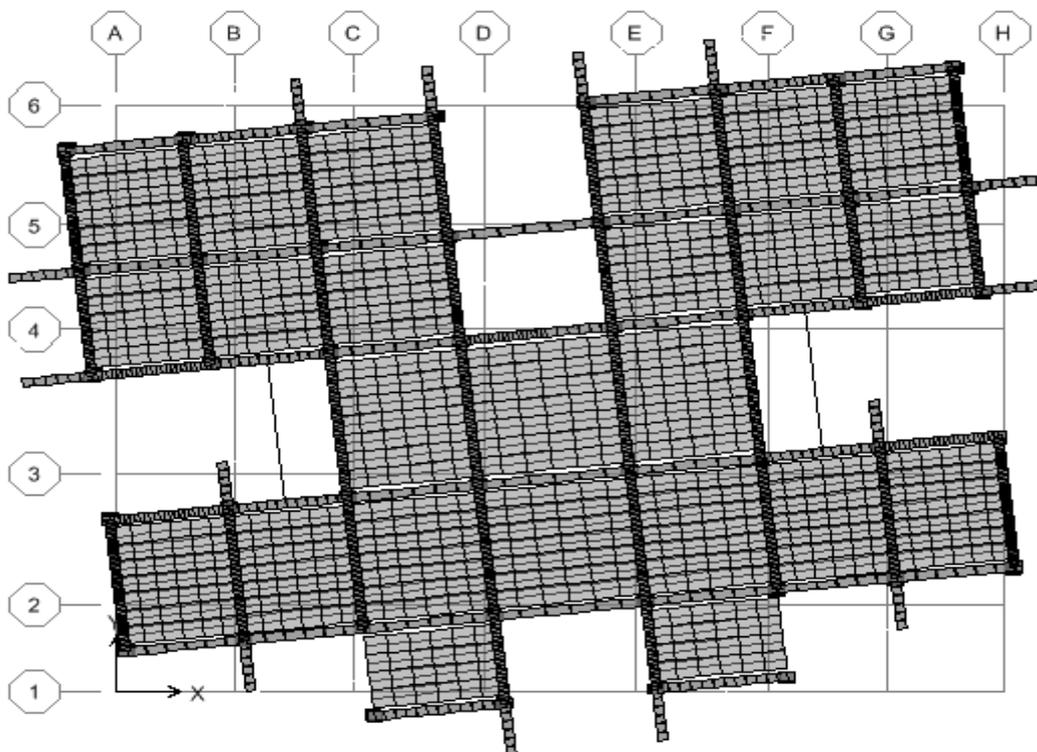


Figure .IV.17. Mode 1 zz rotation selon Z.

**Constatacion**

- 1°/ Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.....CV.
- 2°/ Le 3ème mode est un mode de torsion.....CV.
- 3°/ La participation massique dépasse 90% au 9em mode selon le plan (x-x) et 8em mode selon le plan (y-y) .....CV

**IV.10. Caractéristiques de la structure :**

**A- Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

$$T = \min(C_T \times h^{3/4}, 0,09H_N/\sqrt{D}).$$

- $H_N$  : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau N.
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003..... **Ct =0,05**
- $d$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

	<b>Ct</b>	<b>H<sub>N(m)</sub></b>	<b>d(m)</b>	<b><math>C_T \times h^{3/4}</math></b>	<b><math>0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}</math></b>	<b>T(sec)</b>
<b>Sens x</b>	0,05	49,05	31,88	0,92	0,78	0,78
<b>Sens y</b>	0,05	49,05	24,27	0,92	0,88	0,88

**Tableau .IV.10. Période fondamental de la structure.**

**❖ Période fondamentale théorique :**

L’analyse de la nouvelle variante nous donne :

- Les périodes fondamentales sont proches de celles des formules empiriques.

$T_{\text{empirique}} = C_T \times h^{3/4} = 0,92\text{sec.}$

$T_{\text{numérique}} = 1,09 \text{ sec} < 1.3 T_{\text{empirique}} = 1,196 \text{ sec}.....CV.$

**B- Poids total de la structure :**

Le poids de la structure  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- $W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d’exploitation.
- $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donnée par le tableau [4.5].des RPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour Un bâtiment d’habitation et commerciale : $\beta= 0,20.$

Story	Poids
Story15	4263,15
Story14	5015,21
Story 13	5043,84
Story12	5043,84
Story11	5177,08
Story10	5177,08
Story09	5177,08
Story08	5328,08
Story07	5328,08
Story06	5328,08
Story05	5496,85
Story04	5496,85
Story03	5483,77
Story02	5669,1
Story01	5847,78
<b>Total</b>	<b>78875,87</b>

**Tableau .IV.11. Poids de chaque niveau.**

Poids total de la structure  $W = 78875,87$  KN.

#### **C- Le centre de gravité des masses :**

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.)

Les éléments suivants seront pris en considération :

- Les planchers (dalles).
- Les voiles.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les escaliers.

#### **D- Le centre de torsion :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux et des poutres. Deux cas de figure peuvent se présenter à nous :

- Le centre de gravité des masses et le centre de torsion sont confondus. Les efforts horizontaux (séisme) ne provoquent sur la structure qu'un mouvement de translation.
- Le centre de gravité des masses est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure subie une translation et une rotation simultanément.

**E- Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle :**

- **L'excentricité théorique :** c'est celle calculée précédemment

$$e_{xth} = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_{yth} = Y_{CM} - Y_{CR}$$

- **L'excentricité accidentelle :**

Fixée par le RPA 99/Version 2003 à :  $\pm 5\% L$ .

Sens X  $e_{ax} = 0.05 L_x$  avec :  $L_x = 31,88 \text{ m} \Rightarrow e_{ax} = 1,594\text{m}$ .

Sens Y  $e_{ay} = 0.05 L_y$  avec :  $L_y = 24,27 \text{ m} \Rightarrow e_{ay} = 1.213\text{m}$ .

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	$e_x$	$e_y$
RDC	D1	13,812	11,446	13,557	11,563	0,255	-0,117
1	D2	13,829	11,203	13,54	12,296	0,289	-1,09
2	D3	13,83	11,206	13,525	12,338	0,305	-1,13
3	D4	13,795	11,218	13,506	12,319	0,289	-1,10
4	D5	13,795	11,218	13,486	12,366	0,309	-1,15
5	D6	13,796	11,221	13,468	12,126	0,328	-0,905
6	D7	13,796	11,225	13,45	12,243	0,346	-1,02
7	D8	13,796	11,225	13,435	12,235	0,361	-1,01
8	D9	13,796	11,227	13,421	12,319	0,375	-1,09
9	D10	13,796	11,231	13,407	12,302	0,389	-1,07
10	D11	13,796	11,231	13,395	12,387	0,401	-1,16
11	D12	13,796	11,234	13,385	12,282	0,411	-1,05
12	D13	13,796	11,237	13,375	12,193	0,421	-0,956
13	D14	13,875	11,175	13,366	12,124	0,509	-0,949
14	D15	13,781	11,301	13,36	12,085	0,421	-0,784

**Tableau .IV.12. Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique).**

Selon le tableau  $\left\{ \begin{array}{l} e_{x \text{ thé}} = 0,509\text{m} < e_{x \text{ acé}} = 1,594\text{m} \dots\dots\dots \text{CV.} \\ e_{y \text{ thé}} = 1,16\text{m} < 1,213\text{m} \dots\dots\dots \text{CV.} \end{array} \right.$

**IV.11. Justification de l'interaction portiques voiles :**

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Nu (total)	NVOIL	NVOIL ( %)
24779,28	9266,57	37,39

**Tableau IV.13.: Le pourcentage de l'effort sismique des voiles.**

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

	V <sub>TOTAL</sub>	V <sub>Portique</sub>	V <sub>Portique</sub> (%)
Sens x	2185,59	518,86	23,74
Sens y	2492,12	892,49	35,81

Tableau IV.14. Le pourcentage de l'effort sismique des portiques.

**Remarque :**

Au début de calcul, on a pris R=5 mais les résultats trouvées ne sont pas vérifiées par l'RPA, donc on a changé sa valeur par R=3.5 puisque la charge supportée par les voiles est 37,39% > 20% voiles porteur.

**IV.12. Vérification des déplacements :**

**IV.12.1. Vérification de l'effort sismique :**

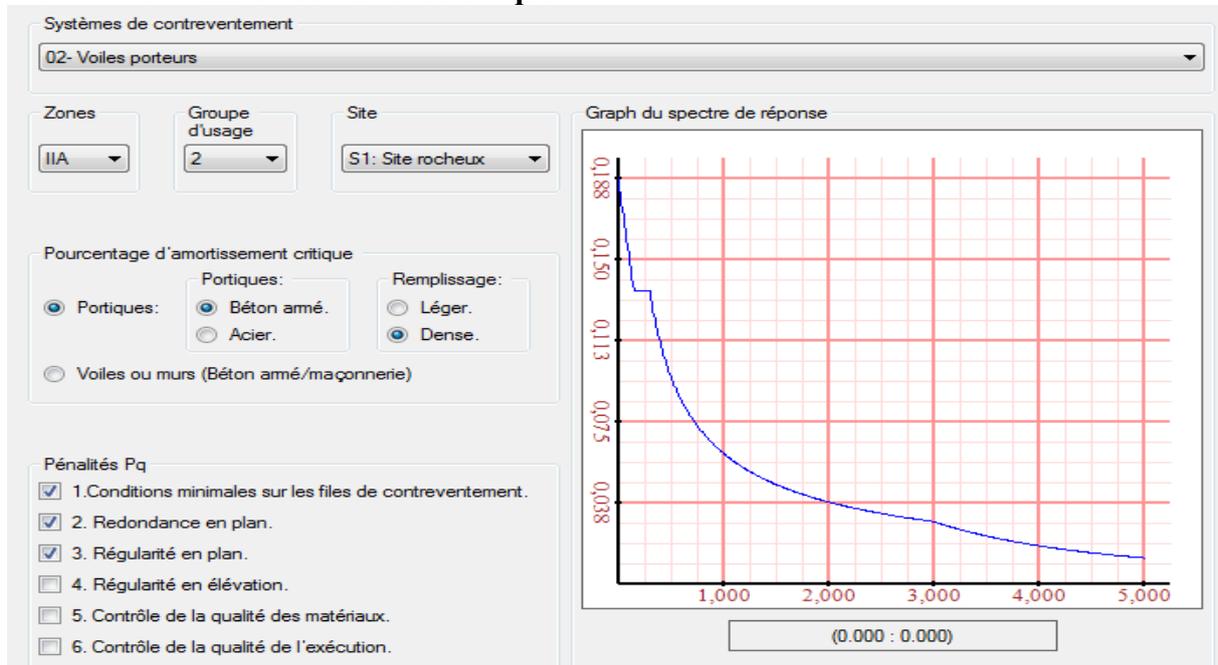


Figure .IV.18. Le spectre de réponse 2.

- Coefficient de comportement global de la structure R :**

R = 3,5.

- Le facteur de qualité de la structure Q :**

Sa valeur est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum Pa$

Donc : Q = 1.15

- Facteur de correction d'amortissement :**

Alors :  $\eta = 0,8819$

- Coefficient dynamique (Site : S3) :**

$$T_1 = 0,15 \text{ sec} ; T_2 = 0,30 \text{ sec}$$

- $\eta = 0,8819 T_x = 0,78 \text{ s}$  donc  $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow Dy = 1,16$ .

- $\eta = 0,8819 T_y = 0,88 \text{ s}$  donc  $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow Dy = 1,07$ .

❖ **Calculs de la résultants des forces sismiques «  $V_{bs}$  »:**

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

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,16 \times 1,15}{3,5} \times 78875,87 = 4509,44 \text{KN.}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,07 \times 1,15}{3,5} \times 78875,87 = 4159,57 \text{KN.}$$

✓  $0,8V_{xs} = 3607,55 \text{KN.}$

✓  $0,8V_{ys} = 3327,66 \text{KN.}$

Selon le RPA99, il faut avoir :  $V_{dynamique} \geq 80\% V_{statique}$

Story	Load	$V_x$	$V_y$
Story 1	G+Q+E MAX	2841,30	3387,71

- Effort calculé par la méthode dynamique :  $V_t = 2841,30 < 3607,55 \dots \text{CNV.}$

**Remarque :**  $V_t \leq 0,8V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments ..... ) dans le rapport  $\frac{0,8 \times V}{V_T}$ .

→ calcule le rapport  $\frac{0,8 \times V}{V_T} = \frac{3607,55}{2841,30} = 1,27.$

- Effort calculé par la méthode dynamique :  $V_t = 3387,71 > 3327,66 \dots \text{CV.}$

#### IV.13. Modélisation par brochette :

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable.

En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivant :

##### a. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :  $F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

$F_i$  : force horizontale au niveau  $i$ .

$F_t = 0,07T \times V$  Si  $T > 0.7 \text{ sec.}$

$F_t = 0$                       Si  $T < 0.7$  sec

V : l'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

T : est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas **0.25 V** et sera prise égale à **0** quand **T** est plus petite ou égale à **0.7 sec**.

Pour:

$$\left\{ \begin{aligned} T_x &= 0,78 s F_{tx} = 0.07 \times 0.78 \times 2841,30 = 155,14KN < 0,25 \times V = 710,32KN. \\ T_y &= 0,88 s F_{ty} = 0.07 \times 0.88 \times 3387,71 = 208,38KN < 0,25 \times V = 846,92KN. \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \text{Le sens X : } V_x - F_t &= 2686,16KN. \\ \text{Le sens Y : } V_y - F_t &= 3179,33KN. \end{aligned} \right.$$

La partie restante (**V - F<sub>t</sub>**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j} \quad \text{Avec : } W_i : \text{ poids de niveau } i.$$

H<sub>i</sub>: niveau de plancher (à partir de la base) où s'exerce la force F<sub>i</sub>

❖ **Distribution des forces suivant X :**

Story	W <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> × h <sub>i</sub> (KN.m)	Σw <sub>i</sub> × h <sub>i</sub> (KN.m)	V <sub>x</sub> - F <sub>tx</sub>	F <sub>xi</sub>
R+14	4263,15	48,45	206549,6	1972131,67	2686,16	<b>281,3329</b>
R+13	5015,21	45,22	226787,79	1972131,67	2686,16	<b>308,8985</b>
R+12	5043,84	41,99	211790,84	1972131,67	2686,16	<b>288,4716</b>
R+11	5043,84	38,76	195499,24	1972131,67	2686,16	<b>266,2815</b>
R+10	5177,08	35,53	183941,65	1972131,67	2686,16	<b>250,5396</b>
R+9	5177,08	32,3	167219,68	1972131,67	2686,16	<b>227,7634</b>
R+8	5177,08	29,07	150497,71	1972131,67	2686,16	<b>204,9869</b>
R+7	5328,08	25,84	137677,58	1972131,67	2686,16	<b>187,5251</b>
R+6	5328,08	22,61	120467,88	1972131,67	2686,16	<b>164,0846</b>
R+5	5328,08	19,38	103258,19	1972131,67	2686,16	<b>140,6439</b>
R+4	5496,85	16,15	88774,13	1972131,67	2686,16	<b>120,9158</b>
R+3	5496,85	12,92	71019,03	1972131,67	2686,16	<b>96,7325</b>
R+2	5483,77	9,69	53137,73	1972131,67	2686,16	<b>72,3768</b>
R+1	5669,1	6,46	36622,38	1972131,67	2686,16	<b>49,8819</b>
RDC	5847,78	3,23	18888,24	1972131,67	2686,16	<b>25,7269</b>
<b>Total</b>	<b>78875,87</b>		<b>1972131,67</b>			<b>2686,16</b>

**Tableau .IV.15. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.**

## ❖ Distribution des forces suivant y :

Story	Wi (KN)	hi (m)	$Wi \times hi$ (KN.m)	$\Sigma wi \times hi$ (KN.m)	$V_x - F_{ty}$	Fyi
<b>R+14</b>	4263,15	48,45	206549,6	1972131,67	3179,33	<b>332,98</b>
<b>R+13</b>	5015,21	45,22	226787,79	1972131,67	3179,33	<b>365,61</b>
<b>R+12</b>	5043,84	41,99	211790,84	1972131,67	3179,33	<b>341,43</b>
<b>R+11</b>	5043,84	38,76	195499,24	1972131,67	3179,33	<b>315,17</b>
<b>R+10</b>	5177,08	35,53	183941,65	1972131,67	3179,33	<b>296,53</b>
<b>R+9</b>	5177,08	32,3	167219,68	1972131,67	3179,33	<b>269,57</b>
<b>R+8</b>	5177,08	29,07	150497,71	1972131,67	3179,33	<b>242,62</b>
<b>R+7</b>	5328,08	25,84	137677,58	1972131,67	3179,33	<b>221,95</b>
<b>R+6</b>	5328,08	22,61	120467,88	1972131,67	3179,33	<b>194,21</b>
<b>R+5</b>	5328,08	19,38	103258,19	1972131,67	3179,33	<b>166,46</b>
<b>R+4</b>	5496,85	16,15	88774,13	1972131,67	3179,33	<b>143,11</b>
<b>R+3</b>	5496,85	12,92	71019,03	1972131,67	3179,33	<b>114,49</b>
<b>R+2</b>	5483,77	9,69	53137,73	1972131,67	3179,33	<b>85,66</b>
<b>R+1</b>	5669,1	6,46	36622,38	1972131,67	3179,33	<b>59,04</b>
<b>RDC</b>	5847,78	3,23	18888,24	1972131,67	3179,33	<b>30,45</b>
<b>Total</b>	78875,87		<b>1972131,67</b>			<b>3179,28</b>

Tableau.IV.16. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y

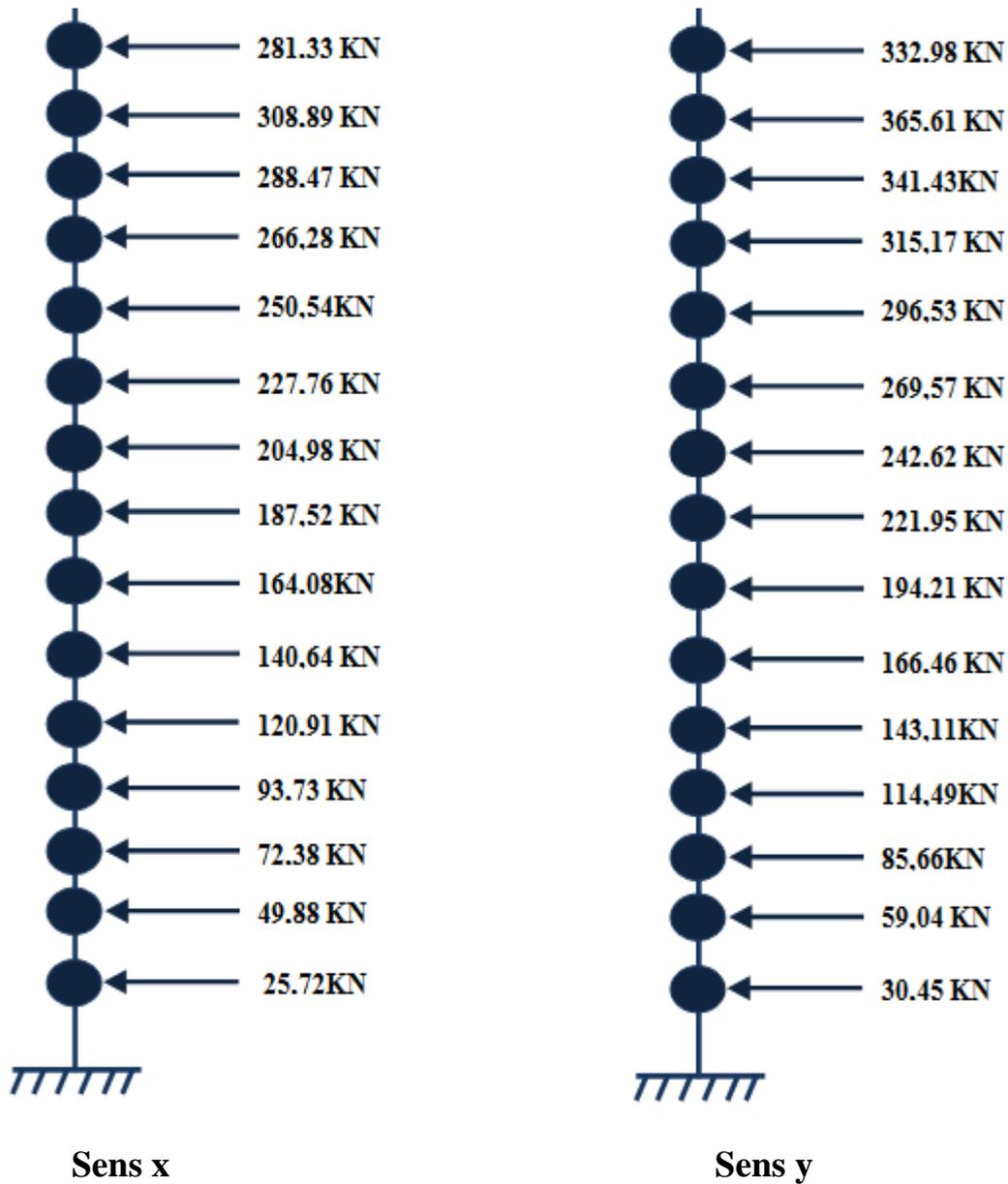


Figure IV.19. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

**b. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :**

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i$$

## ❖ Distribution de l'effort tranchant suivant X :

story	Wi	Hi	$F_{tx}$	Fxi	Vi
R+14	4263,15	48,45	155,14	281,3329	436,47
R+13	5015,21	45,22	155,14	308,8985	745,37
R+12	5043,84	41,99	155,14	288,4716	1033,84
R+11	5043,84	38,76	155,14	266,2815	1300,12
R+10	5177,08	35,53	155,14	250,5396	1550,66
R+9	5177,08	32,3	155,14	227,7634	1778,43
R+8	5177,08	29,07	155,14	204,9869	1983,41
R+7	5328,08	25,84	155,14	187,5251	2170,94
R+6	5328,08	22,61	155,14	164,0846	2335,02
R+5	5328,08	19,38	155,14	140,6439	2475,67
R+4	5496,85	16,15	155,14	120,9158	2596,58
R+3	5496,85	12,92	155,14	96,7325	2693,31
R+2	5483,77	9,69	155,14	72,3768	2765,68
R+1	5669,1	6,46	155,14	49,8819	2815,57
RDC	5847,78	3,23	155,14	25,7269	2841,29
<b>Total</b>	78875,87				

Tableau.IV.17. La distribution de l'effort tranchant suivant X.

## ❖ Distribution de l'effort tranchant suivant Y :

story	Wi	Hi	$F_{yx}$	Fyi	Vi
R+14	4263,15	48,45	208,38	332,98	541,36
R+13	5015,21	45,22	208,38	365,61	906,97
R+12	5043,84	41,99	208,38	341,43	1248,4
R+11	5043,84	38,76	208,38	315,17	1563,57
R+10	5177,08	35,53	208,38	296,53	1860,1
R+9	5177,08	32,3	208,38	269,57	2129,67
R+8	5177,08	29,07	208,38	242,62	2372,29
R+7	5328,08	25,84	208,38	221,95	2594,24
R+6	5328,08	22,61	208,38	194,21	2788,45
R+5	5328,08	19,38	208,38	166,46	2954,91
R+4	5496,85	16,15	208,38	143,11	3098,02
R+3	5496,85	12,92	208,38	114,49	3212,51
R+2	5483,77	9,69	208,38	85,66	3298,17
R+1	5669,1	6,46	208,38	59,04	3357,21
RDC	5847,78	3,23	208,38	30,45	3387,66
<b>Total</b>	78875,87				

Tableau.IV.18. La distribution de l'effort tranchant suivant Y.

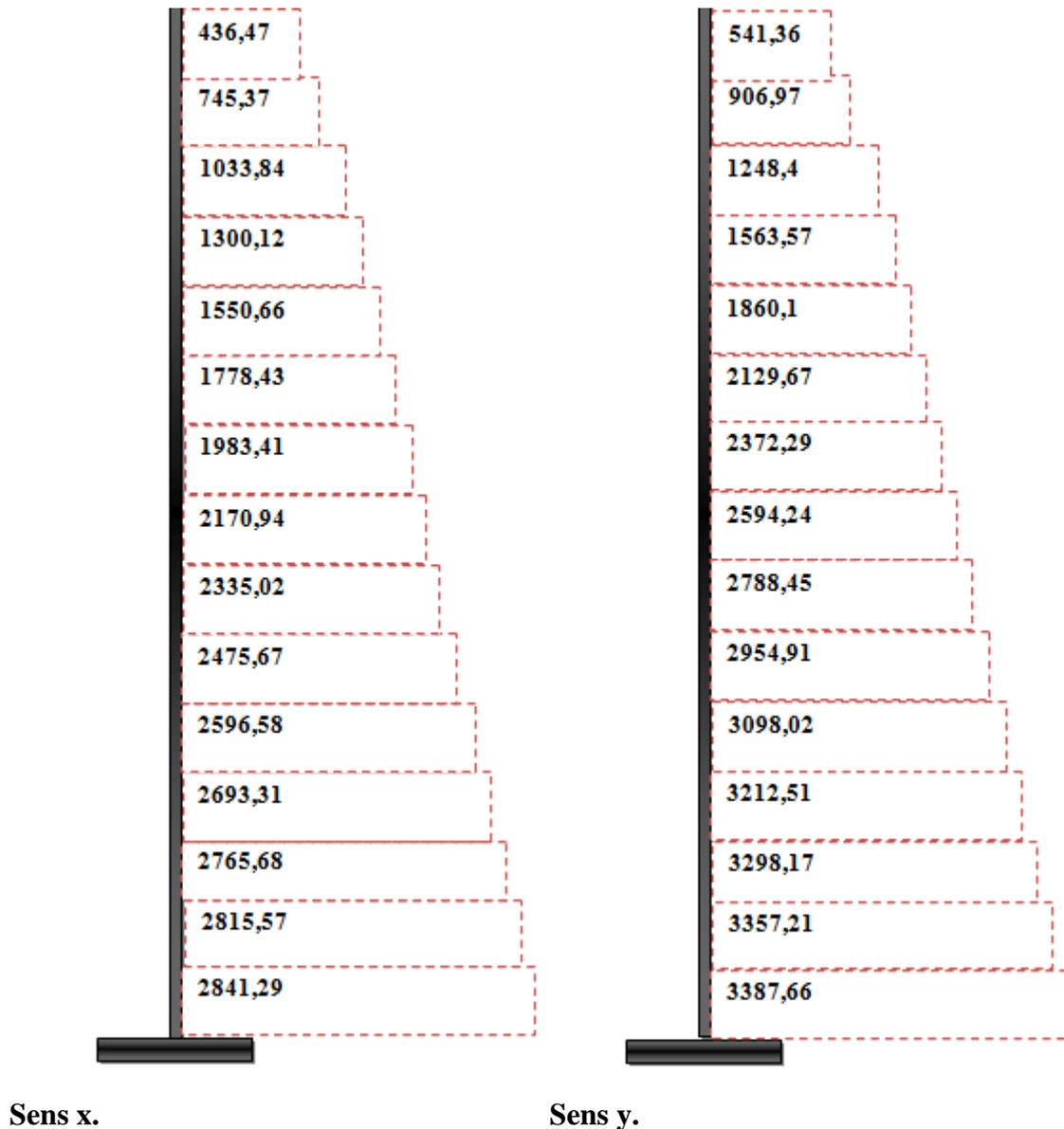


Figure IV.20. La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y.

#### IV.14. Vérification des déplacements latéraux inters étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_x^K \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_y^K \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{h_e}{100}$$

$\Delta_{adm}$ : Le déplacement relatif admissible.

❖ **Calcul des déplacements :**

D'après RPA99 Version 2003 (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau " $k$ " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

avec :

$\delta_K$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $Fi$  (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " $k$ " par rapport au niveau " $K - 1$ " est égal à :

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

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures ETABS v9.7.1 on peut avoir le déplacement dans chaque niveau :

Story	$\delta_{ex}$ (m)	$\delta_x$ (m)	$\delta_{ey}$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_x$ (m)	$\Delta_y$ (m)	$\Delta_{adm}$ (m)	CO
R+14	0,041	0,1435	0,0267	0,0934	0,0098	0,0066	0,0323	CV
R+13	0,0382	0,1337	0,0248	0,0868	0,0109	0,0074	0,0323	CV
R+12	0,0351	0,1228	0,0227	0,0794	0,0112	0,0070	0,0323	CV
R+11	0,0319	0,1116	0,0207	0,0724	0,0112	0,0077	0,0323	CV
R+10	0,0287	0,1004	0,0185	0,0647	0,0115	0,0073	0,0323	CV
R+9	0,0254	0,0889	0,0164	0,0574	0,0116	0,0077	0,0323	CV
R+8	0,0221	0,0773	0,0142	0,0497	0,0115	0,0077	0,0323	CV
R+7	0,0188	0,0658	0,012	0,042	0,0116	0,0074	0,0323	CV
R+6	0,0155	0,0542	0,0099	0,0346	0,0112	0,0070	0,0323	CV
R+5	0,0123	0,0430	0,0079	0,0276	0,0105	0,0070	0,0323	CV
R+4	0,0093	0,0325	0,0059	0,0206	0,0098	0,0059	0,0323	CV
R+3	0,0065	0,0227	0,0042	0,0147	0,0084	0,0056	0,0323	CV
R+2	0,0041	0,0143	0,0026	0,0091	0,0070	0,0042	0,0323	CV
R+1	0,0021	0,0073	0,0014	0,0049	0,0052	0,0035	0,0323	CV
RDC	0,0006	0,0021	0,0004	0,0014	0,0021	0,0014	0,0323	CV

**Tableau .IV.19. Vérification des déplacements.**

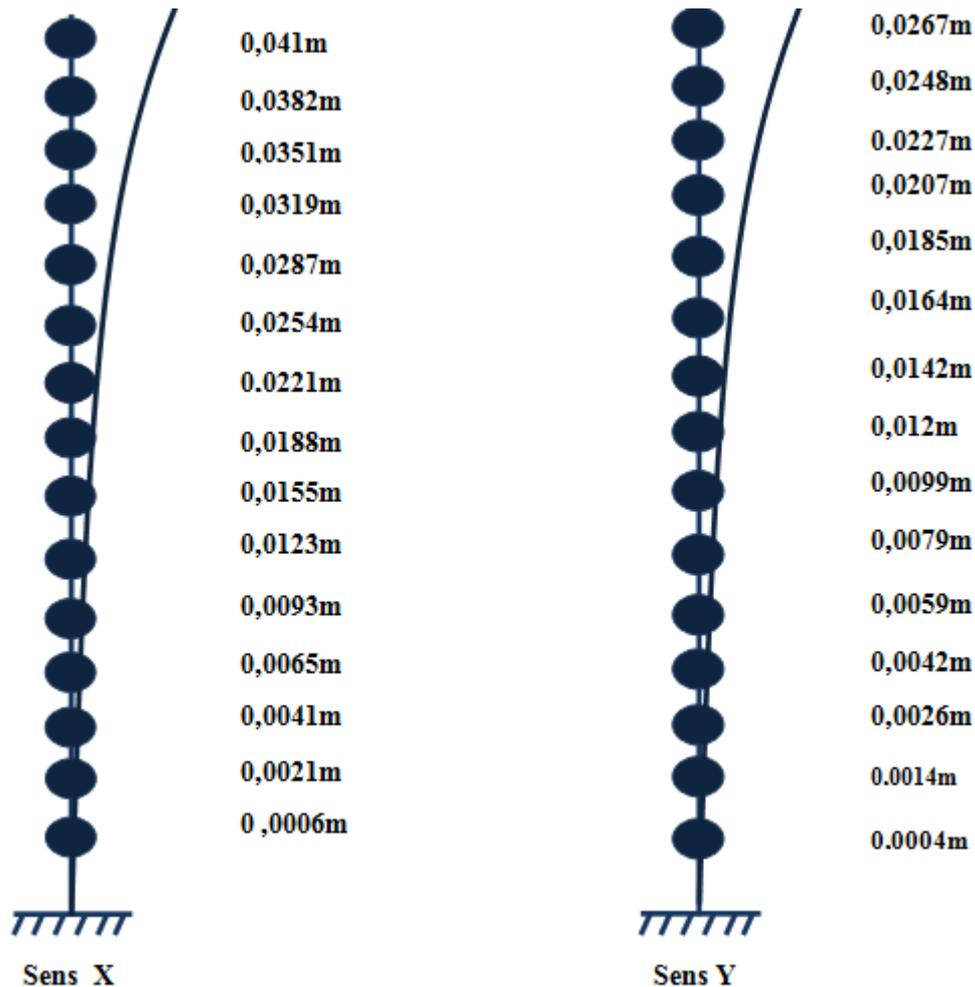


Figure.IV.21. Déplacements horizontaux dans les deux sens.

**IV.15. Vérification de la stabilité au renversement :**

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage Sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :  $\frac{\text{Moment stabilisant.}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5 \rightarrow \begin{cases} M_s = W \times \frac{L_{x,y}}{2} \\ M_r = \sum F_i \cdot h_i \end{cases}$

Avec :  $M_s$  : Moment stabilisant.

$M_r$  : Moment de renversement l'effort sismique, calculées manuellement.

W : poids du bâtiment.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	W(KN)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/ Mr	Observation
Suivant x	78875,87	1257281,37	<b>130144,45</b>	9,66 > 1,5	<b>C.V</b>
Suivant y		957158,68	<b>154036,12</b>	6,2 > 1,5	<b>C.V</b>

Tableau IV.20. Vérification de la stabilité au renversement

La tour est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

#### IV.16. Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

L'effet du 2ème ordre (ou effet P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour chaque niveau k .

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K H_K} \leq 0.10$$

$P_K$ : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

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

$V_K$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

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

$h_k$ : hauteur de l'étage k.

- Si :  $0.1 < \Theta_k < 0.2$  : les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1/(1 - \Theta_k)$ .
- Si :  $\Theta_k > 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

⇒ Sens X-X:

Etage	$P_k$ (KN)	$\Delta_i$ (m)	$V_x$ (KN)	$H_e$ (m)	$\Theta$	$\Theta < 0,1$
R+14	4263,15	0,0098	436,4729	3,23	0,029	CV
R+13	9278,36	0,0109	745,3714	3,23	0,042	CV
R+12	14322,2	0,0112	1033,84	3,23	0,048	CV
R+11	19366,04	0,0112	1300,1245	3,23	0,051	CV
R+10	24543,12	0,0115	1550,66	3,23	0,056	CV
R+9	29720,2	0,0116	1778,43	3,23	0,060	CV
R+8	34897,28	0,0115	1983,41	3,23	0,062	CV
R+7	40225,36	0,0116	2170,94	3,23	0,066	CV
R+6	45553,44	0,0112	2335,02	3,23	0,068	CV
R+5	50881,52	0,0105	2475,67	3,23	0,067	CV
R+4	56378,37	0,0098	2596,58	3,23	0,065	CV
R+3	61875,22	0,0084	2693,31	3,23	0,059	CV
R+2	67358,99	0,0070	2765,68	3,23	0,053	CV
R+1	73028,09	0,0052	2815,57	3,23	0,042	CV
RDC	78875,87	0,0021	2841,29	3,23	0,042	CV

Tableau IV. 21. Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens X.X.

⇒ Sens Y-Y :

Etage	$P_k$ (KN)	$\Delta_i$ (m)	$V_y$ (KN)	$H_e$ (m)	$\Theta$	$\Theta < 0,1$
R+14	4263,15	0,0066	541,36	3,23	0,016	CV
R+13	9278,36	0,0074	906,97	3,23	0,023	CV
R+12	14322,2	0,0070	1248,4	3,23	0,0025	CV
R+11	19366,04	0,0077	1563,57	3,23	0,029	CV
R+10	24543,12	0,0073	1860,1	3,23	0,028	CV
R+9	29720,2	0,0077	2129,67	3,23	0,033	CV
R+8	34897,28	0,0077	2372,29	3,23	0,035	CV
R+7	40225,36	0,0074	2594,24	3,23	0,035	CV
R+6	45553,44	0,0070	2788,45	3,23	0,036	CV
R+5	50881,52	0,0070	2954,91	3,23	0,037	CV
R+4	56378,37	0,0059	3098,02	3,23	0,033	CV
R+3	61875,22	0,0056	3212,51	3,23	0,033	CV
R+2	67358,99	0,0042	3298,17	3,23	0,026	CV
R+1	73028,09	0,0035	3357,21	3,23	0,023	CV
RDC	78875,87	0,0014	3387,66	3,23	0,010	CV

Tableau .IV.22. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens Y.Y.

**Remarque :** On remarque que  $\theta_x < 0.1$  (dans les deux sens) pour tous les niveaux on peut Conclure donc que l'effet P- $\Delta$  peut être négligé.

#### IV.17. Vérification de L'effort normal réduit (RPAv2003, 7.1.3.3):

On doit vérifier que :  $v \leq 0.3 \rightarrow v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$

Poteaux	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35
$N_d$ (KN)	2461,62	1900,44	1386,59	910,64	459,22
$v$	0.32	0.30	0.27	0,23	0.15
$v \leq 0.30$	C.N. V	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau.IV.23. Vérification 1 de L'effort normal réduit.

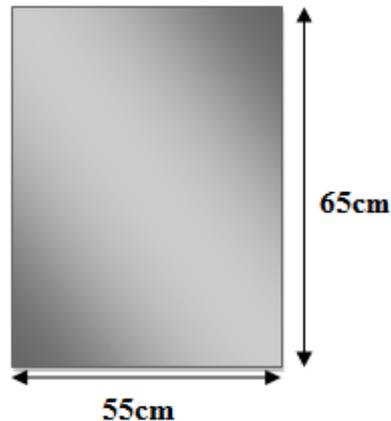
$$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30 \rightarrow \frac{2461,62 \times 10^3}{B_r \times 25} \leq 0.30$$

$$B_r = \frac{2461,62 \times 10^3}{25 \times 0.30} = 328216 \text{ mm}^2 \rightarrow a \times b = 328216 \text{ mm}^2.$$

Fixe  $b=650$  mm.

$$a = \frac{224405.3333}{650} = 504,95 \text{ mm}$$

On prend :  $a= 55$  cm et  $b =65$ cm.



Poteaux	55 × 65	50 × 60	45 × 55	40 × 50	35 × 45
$N_d$ (KN)	2547,11	1970,26	1437,55	941,57	471,77
$v$	0.28	0.26	0.23	0,18	0.12
$v \leq 0.30$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

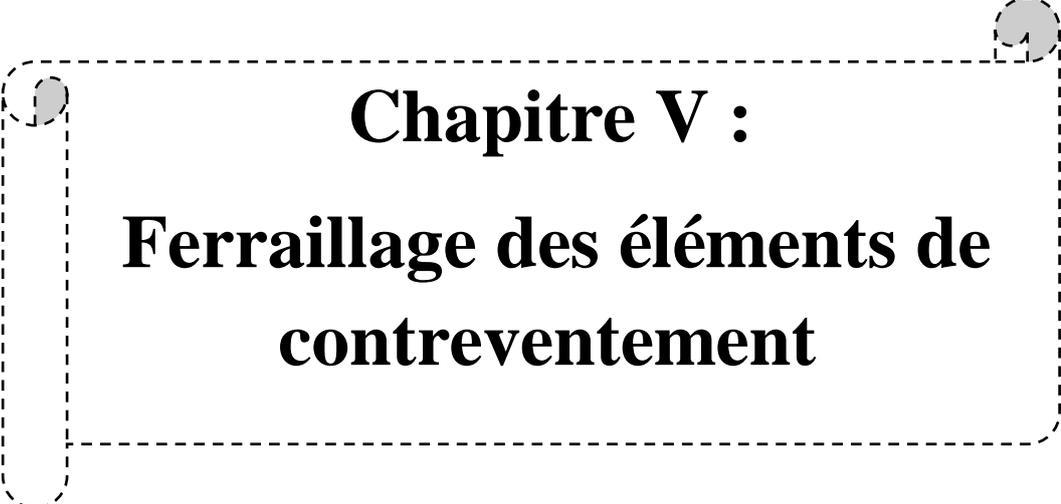
Tableau.IV.24. Vérification 2 de L'effort normal réduit.

#### IV.18. Conclusion :

Dans ce chapitre nous a permis d'étudier l'influence des efforts sismique sur notre structure, et déterminer les valeurs propres du bâtiment, les modes propres les périodes fondamentales et la participation massique pour chaque mode, ainsi la vérification de l'effort sismique, Ces résultats seront utilisés pour déterminer les efforts dans la structure dus à un séisme.

Et on peut dire aussi que suivant les règles parasismiques algériennes **RPA99 / version 2003** notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

---



**Chapitre V :**  
**Ferraillage des éléments de  
contreventement**

---

### V.1. Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS 9.7**.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
2. Traction simple.
3. Flexion simple.
4. Flexion composée.

Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée

### V.2. Ferrailage des portiques :

La longueur de la structure il est dépassé 30 m , donc on a fait obligatoire un joint(Art BAEL) pour protéger le bâtiment de risque de fissures causées par l'expansion du béton par exemple, Il y a une plusieurs type des joint (joint de rupture, joint de dilatation, joint de parasismique....etc.). Dans ce cas on a fait un joint de dilatation, mais pour protéger la beauté de la façade et De travailler une solution plus économique on a choisi l'étude thermique.

#### V.2.1. ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 / version 2003 pour la vérification, Dans nos poutres il y'a des poutres continues qui ont dépassée **25 mètre** donc selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.5.1) il faut entrer le calcul d'effet de température.

Selon le **CBA 93 (Art A.3.1.3.3)** : - En Algérie du Nord (climat tempéré) : **+35°C** et **-15°C**.

- Pour les proche et le moyen Sud : **+45°C** et **-20°C**.

- Pour l'extrême Sud : **+50°C** et **-30°C**.

Pour notre cas On prend : **+35°C** et **-15°C**.

❖ Les combinaisons d'action sont les suivantes :

- La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :
  - 1,35G + 1,50Q.....(ELU).
  - 1,35G + 1,50Q + 0,8T.....(ELU, art D.2.2.1).
  - G + Q .....(ELS).
  - G + Q + 0,6 T.....(ELS , art D.2.1.2) .

➤ Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

Pour les poutres dans l'axe X :

- G + Q ± Ex..... (nappe supérieure).
- 0,8G ± Ex..... (nappe inférieure).

Pour les poutres dans l'axe Y :

- G + Q ± Ey..... (nappe supérieure).
- 0,8G ± Ey..... (nappe inférieure) .

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

**V.2.2. Calcul de ferraillage :**

- Ferraillage en travée : ELU.
- Ferraillage sur appui (nappe supérieure).
- Ferraillage sur appui (nappe inférieure) .

**V.2.2.1. Ferraillage des poutres Principales (sens y-y ,30x45) :**

D'après les résultats de l'ETABS :

combinaisons	Moments	Combinaisons	Moments	Combinaisons	Moments
1,35G + 1,50Q	103,22	G + Q	79,845	G + Q + 0,6T	173,487
1,35G+1,50Q+0,8T	109,536	0,8G ± Ex	80,777	G + Q ± Ex	78,748
<b>Max</b>	<b>109,536</b>		<b>80,777</b>		<b>173,487</b>

Tableau V.1. Les résultats de l'etabs poutres sens y-y .

**A)- La vérification du ferraillage des poutres principales (sens y-y) :**

$A_{min} = 0,5\% \cdot b \times h = 0,5\% \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$

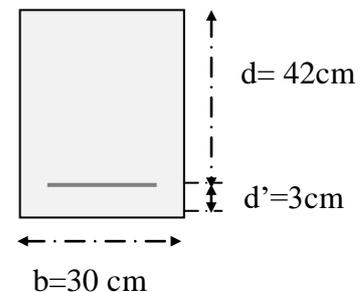
➤ **Section maximale (RPA) :**

$A_{max} = 4\% \cdot b \times d$  en zone courante =  $4\% \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

$A_{max} = 6\% \cdot b \times d$  en zone de recouvrement =  $6\% \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

➤ **La Condition de non fragilité :**

$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$



	$M_u$ (KN.m)	$b$ (cm)	$d$ (cm)	$\mu$	$\alpha$	$z$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	109,53	30	42	0,146	0,198	38,67	8,14	1,94	6,75	6HA14=9,24
<b>Appuis sup</b>	173,487	30	42	0,231	0,333	36,40	13,69	1,94	6,75	6HA16+2HA12=14,32
<b>Appuis inf</b>	80,777	30	42	0,107	0,142	39,61	5,86	1,94	6,75	6HA14=9,24

Tableau .V.2. Calcul du ferraillage des poutres principales

$A_s > A_{min}$  ..... C.V.

**B)- La vérification à l'état limite ultime :**

➤ **La vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.33MPa$$

$T_{max}=142,94 KN$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = 1,13MPa$$

Donc  $\tau_u = 1,13MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$ .....(CV)

**C)- Calcul de la section des armatures transversales :**

**Les armatures transversales :**

➤ **choix du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 16\right) = 12,85mm$$

On prendre T8 [HA →  $f_e 400 MPa$ ]

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 37.8cm$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa\right] \Rightarrow A_t \geq \frac{0,56 \times 30 \times 37,8}{400} = 1,59 cm^2$$

Soit :  $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_{tfe}}{0.4.b} = \frac{(2,01 \times 400)}{(0,4 \times 30)} = 67 \text{ cm.}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 37,8 \text{ cm.}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

**En zone nodale :**  $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1.6\right) = 11.25 \text{ cm.}$

**En zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm.}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots$  En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$  En zone courante.

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

**D)- Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure :  $6HA14=9,24 \text{ cm}^2$

• **Calcul de  $\sigma_b$  :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 277,2y - 11642,4 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver :  $y = 15,61 \text{ cm.}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 174562,70 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée  $B18 \rightarrow M_{ser} = 83,009KN.m$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{83,009 \times 10^6 \times 156,1}{174562,70 \times 10^4} = 7,42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 7,42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V.$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{83,009 \times 10^6}{174562,70 \times 10^4} \times (420 - 156,1) = 188,24 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 188,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V.$$

➤ **La vérification de la flèche :**

$$M_0 = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{plancher}) = 28,88 \text{ KN/ml} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{poutre}\right) \times Q = 6,99 \text{ KN/ml.} \\ L = 4,36 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{(28,88 + 6,99) \times 4,36^2}{8} = 85,23 \text{ KN.m}$$

**En travée :**  $A_s = 6HA14 = 9,24 \text{ cm}^2$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \geq 0,103 > 0,0625 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_0} \geq 0,098 > 0,094 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,00733 < 0,0105 \dots\dots\dots CV.$$

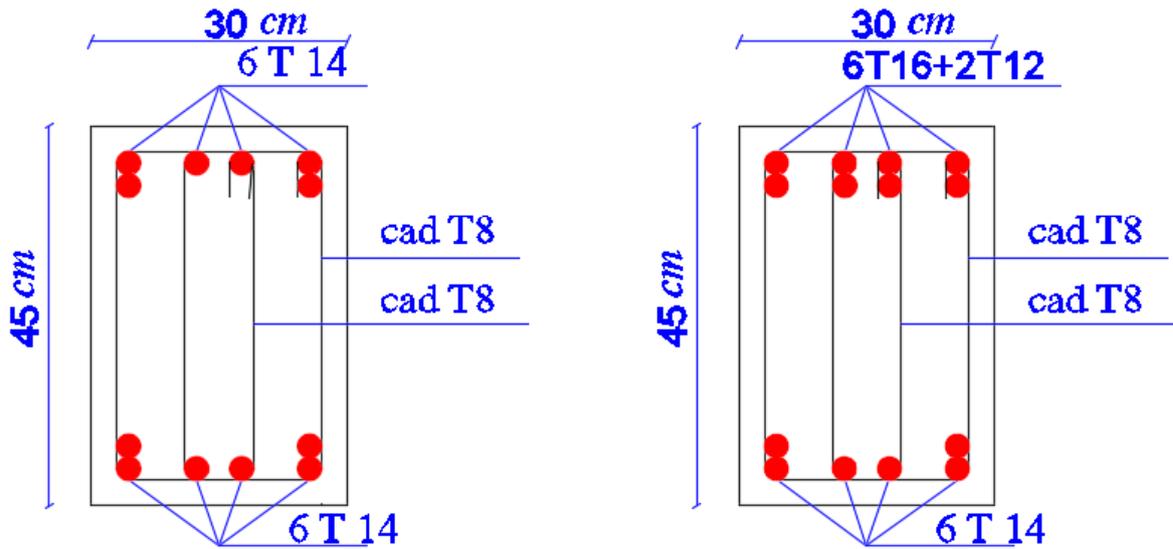
Donc le calcul de la flèche est inutile

**NB :**

Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nœud de l'appui est supérieur à :

$$\frac{L_{Max}}{5} : \text{ Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : } 0,92 \text{ m.}$$

$$\frac{L_{Max}}{4} : \text{ Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : } 1,15 \text{ m}$$



En travée Sur appui  
 Figure V.1 : Ferraillage des poutres sens y-y.

V.2.2.2. Ferraillage des poutres secondaire (Sens x-x, 30x40) :

D'après les résultats de l'ETABS :

Combinaisons	Moments	Combinaisons	Moments	Combinaisons	Moments
1,35G +1,50Q	99,253	G + Q	73,45	G + Q + 0,6T	123,124
1,35G+1,50Q+0,8T	101,661	0,8G ±Ex	98,336	G + Q± Ex	109,692
Max	101,661		98,336		123,124

Tableau V.3. Les résultats de l'etabs poutres sens x-x.

A)- La vérification du ferraillage des poutres principales :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \times h = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

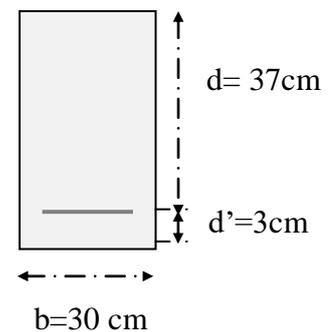
➤ Section maximale (RPA) :

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \times d \text{ en zone courante} = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \times d \text{ en zone de recouvrement} = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

➤ La Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} = 0,69 \text{ cm}^2$$



	M <sub>u</sub> (KN.m)	B (cm)	d(cm)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	101,661	30	37	0,174	0,240	33,45	8,73	0,69	6	6HA14=9,24
<b>Appuis sup</b>	123,124	30	37	0,211	0,299	32,57	10,86	0,69	6	6HA16=12,06
<b>Appuis inf</b>	98,336	30	37	0,168	0,231	33,58	8,41	0,69	6	6HA14=9,24

Tableau .V.4. Calcul du ferrailage des poutres principales

A<sub>s</sub> > A<sub>min</sub> ..... C.V.

**B)- La vérification à l'état limite ultime :**

➤ **La vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$T_{\max} = 138,84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 1,25\text{MPa}$$

Donc  $\tau_u = 1,25\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$  .....(CV)

**C)- Calcul de la section des armatures transversales :**

**Les armatures transversales :**

➤ **choix du diamètre :**

$$\text{On à : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 16\right) = 11,42\text{mm}$$

On prendre T8 [HA → f<sub>e</sub> 400 MPA]

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 33,3\text{cm}.$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right] \Rightarrow A_t \geq \frac{0,62 \times 30 \times 33,3}{400} = 1,54 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,54 \text{ cm}^2$  .....CV.

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{(2,01 \times 400)}{(0,4 \times 30)} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 33,3 \text{ cm}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

**En zone nodale :**  $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.4\right) = 10 \text{ cm}$

**En zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$  ... .. En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$  ... .. En zone courante.

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$$
 .....CV.

**D)- Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Nappe inférieure :  $6HA14=9,24 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de  $\sigma_b$  :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 277,2y - 11642,4 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver :  $y = 15,61 \text{ cm}$ .

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 174562,70 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée  $B13 \rightarrow M_{ser} = 76,74KN.m$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{76,74 \times 10^6 \times 156,1}{174562,70 \times 10^4} = 6,86MPa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa \rightarrow \sigma_b = 6,86 MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15 MPa \dots\dots\dots C.V$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{76,74 \times 10^6}{174562,70 \times 10^4} \times (420 - 156,1) = 174,02MPa$$

$$\sigma_{st} = 188,24MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 MPa \dots\dots\dots C.V$$

➤ **La vérification de la flèche :**

$$M_0 = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{plancher}) = 25,75KN/ml \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{poutre}\right) \times Q = 6,28KN/ml. \\ L = 3,89m. \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{(25,75 + 6,28) \times 3,89^2}{8} = 60,58KN.m$$

**En travée :**  $A_s = 6HA14 = 9,24cm^2$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \geq 0,102 > 0,0625 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_0} \geq 0,126 > 0,097 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,00832 < 0,0105 \dots\dots\dots CV.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**NB :**

Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nœud de l'appui est supérieur à :

$$\frac{L_{Max}}{5} : \text{ Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive ,Soit : 0,84m}$$

$\frac{L_{Max}}{4}$ : Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 1,05m.

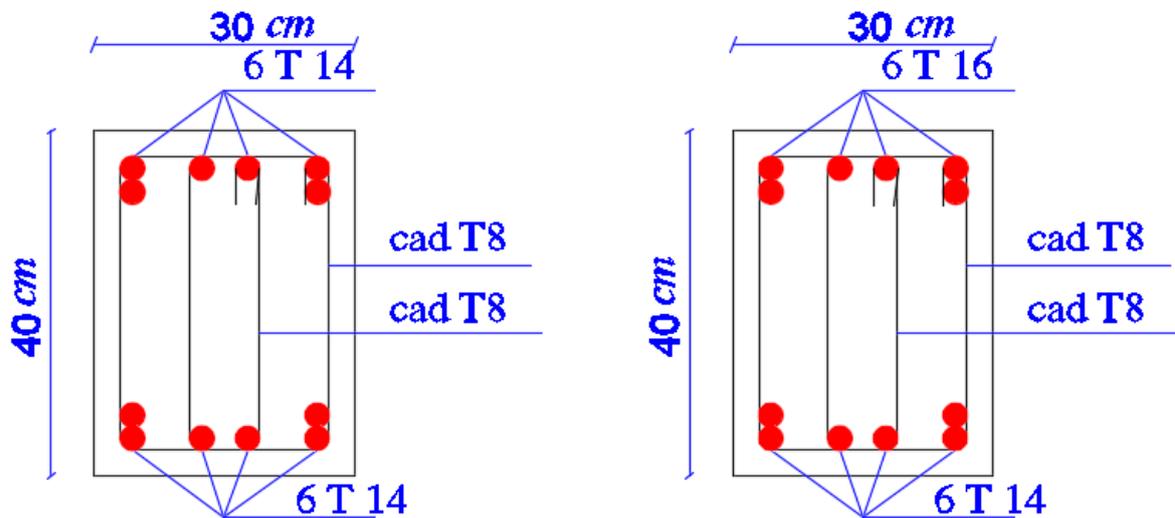


Figure V.2. Ferrailage des poutres sens x-x.

### V.2.3. Ferrailage des poteaux:

#### V.2.3.1 Introduction:

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion

« M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

➤ Selon BAEL 91 : **Situation durable**

**1,35G+1,5Q** .....pour obtenir l'effort normal.

➤ Selon les R.P.A 99 : **Situation accidentelle (article 5.2)**

**0,8G±E**.....pour obtenir les efforts tranchants.

**G + Q±E**.....pour obtenir les moments fléchissant.

Avec :G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

**V.2.3.2 Calcul des armatures :**

- Le ferraillage des poteaux se fait à l'aide du logiciel «ETABS .V.9.7 », en prenant les poteaux les plus sollicités.
- Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel « Etabs ».
- Nous avons retenu (05) types pour l'étude du ferraillage des poteaux.
  - o Type 1 : poteau (55×65)
  - o Type 2: poteau (50×60)
  - o Type 3: poteau (45×55)
  - o Type 4: poteau (40×50)
  - o Type 5: poteau (35×45)

➤ **Sollicitations à considérer :**

- $M_{max}$  —————> N correspondant.
- $N_{max}$  —————> M correspondant.
- $N_{min}$  —————> M correspondant.

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$\gamma_b = 1,15$  ;  $\gamma_s = 1$  ;  $f_{c28} = 25$  Mpa ;  $f_e = 400$  Mpa.;  $c = 3_{cm}$ (enrobage).

Poteaux ( $cm^2$ )	55 × 65	50 × 60	45 × 55	40 × 50	35 × 45
<b>Combinaison</b>	<b>E.L. U</b>				
$N_{max}$ (KN)	1989,4	1551,75	1302,53	730,68	195 ,3
$M_{corr}$ (KN. m)	27,832	28,913	42,638	50,315	51,213
<b>Combinaison</b>	<b>G + Q<sup>±</sup>E</b>				
$M_{max}$ (KN. m)	112,224	155,402	172,107	173,603	104,954
$N_{corr}$ (KN)	1253,39	861,21	575,86	335,37	127 ,73
<b>Combinaison</b>	<b>0,8G<sup>±</sup>E</b>	<b>0,8G<sup>±</sup>E</b>	<b>0,8G<sup>±</sup>E</b>	<b>0,8G<sup>±</sup>E</b>	<b>0,8G<sup>±</sup>E</b>
$N_{min}$ (KN)	1594,11	394,55	271,67	170,16	65,06
$M_{corr}$ (KN. m)	102,437	139,116	151,202	148,944	145,992

**Tableau .V.5. Les sollicitations dues aux poteaux.**

- ❖ Le ferraillage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », on prenant le cas le plus défavorable :

Poteau	M(KN.m)	N(KN)	As <sub>cal</sub>	As <sub>min(BAEL)</sub>	As <sub>min(RPA)</sub>	As <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
55 × 65	112,224	1253,39	20,95	7,15	28,6	4HA20+8HA16=28,65
50 × 60	155,402	861,21	18,15	6	24	12HA16 =24.13
45 × 55	172,107	575,86	15,9	4,95	19.8	4HA16+8HA14 =20.36
40 × 50	173,603	335,37	13,87	4	16	12HA14 =18.47
35 × 45	104,954	127,73	8,14	3,15	12,6	10HA14 =15.39

Tableau .V.6. Calcul du ferraillage des poteaux.

A)- Vérification de ferraillage :

- ❖ Les armatures longitudinales (RPA.art 7.4.2.1) :

➤ Suivant le RPA :

- La section minimale :

La section minimale est de  $A_{min} = 0,8\% \times b \times h$

- La section maximale :

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

➤ Suivant les règles BAEL91 :

- La section minimale :  $A_{min} = 0,2\% \times b \times h$ .

- La section maximale :  $A_{max} = 5\% \times b \times h$ .

Section	A <sub>smin</sub>	A <sub>smin</sub>	A <sub>max</sub>	A <sub>max</sub>	A <sub>max</sub>	A <sub>sadopt</sub>	O.B
	BAEL91	R.P. A	BAEL91 5%b × h	R. P. A 4%b × h	R. P. A 6%b × h		
55 × 65	7,15	28,6	187,75	143	214,5	28,65	CV
50 × 60	6	24	150	120	180	24.13	CV
45 × 55	4,95	19.8	123,75	99	148,5	20.36	CV
40 × 50	4	16	100	80	120	18.47	CV
35 × 45	3,15	12,6	76,5	39,37	94,5	15.39	CV

Tableau .V.7. Vérification de ferraillage des poteaux.

**B- Vérification à l'E.L. U :**

❖ **Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :**

➤ **D'après le BAEL :**

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

<b>b × h</b>	<b>T<sub>max</sub> (KN)</b>	<b>τ<sub>u</sub> MPa</b>	<b>τ̄<sub>u</sub> (MPa)</b>	<b>τ<sub>u</sub> ≤ τ̄<sub>u</sub></b>
<b>55 × 65</b>	<b>112,89</b>	<b>0,316</b>	<b>3.33</b>	<b>CV</b>
<b>50 × 60</b>	<b>94,41</b>	<b>0,314</b>	<b>3.33</b>	<b>CV</b>
<b>45 × 55</b>	<b>86,7</b>	<b>0,350</b>	<b>3.33</b>	<b>CV</b>
<b>40 × 50</b>	<b>73,1</b>	<b>0,365</b>	<b>3.33</b>	<b>CV</b>
<b>35 × 45</b>	<b>68,26</b>	<b>0,433</b>	<b>3,33</b>	<b>CV</b>

**Tableau .V.8. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL.**

➤ **Vérification selon le RPA :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

-  $\rho_d = 0.075 \rightarrow Si : \lambda_g \geq 5.00$

-  $\rho_d = 0.04 \rightarrow Si : \lambda_g < 5.00$

Avec :  $\lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad L_f = 0.70 \times l_0 = 2.26m.$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

<b>b × h</b>	<b>L<sub>F</sub></b>	<b>λ<sub>g</sub></b>	<b>ρ<sub>d</sub></b>	<b>τ<sub>u</sub></b>	<b>τ̄<sub>u</sub></b>	<b>O.B</b>
<b>55 × 65</b>	<b>2.26</b>	<b>4,11</b>	<b>0.04</b>	<b>0,316</b>	<b>1.00</b>	<b>C.V</b>
<b>50 × 60</b>	<b>2.26</b>	<b>4,52</b>	<b>0.04</b>	<b>0,314</b>	<b>1.00</b>	<b>C.V</b>
<b>45 × 55</b>	<b>2.26</b>	<b>5,02</b>	<b>0.075</b>	<b>0,350</b>	<b>1.875</b>	<b>C.V</b>
<b>40 × 50</b>	<b>2.26</b>	<b>5,65</b>	<b>0.075</b>	<b>0,365</b>	<b>1.875</b>	<b>C.V</b>
<b>35 × 45</b>	<b>2.26</b>	<b>6,45</b>	<b>0,075</b>	<b>0,433</b>	<b>1,875</b>	<b>C.V</b>

**Tableau .V.9. Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A.**

**C)- Calcul des armatures transversales :**

➤ **Choix de diamètre :**

On a :  $\phi_t \geq \frac{1}{3}\phi_l \rightarrow$  donc :  $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6,66mm \rightarrow \phi_t = 8mm$

On adopte des cadres : **T8**

$S_t \leq \text{Min} (15\phi_l; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}) \rightarrow$  Soit :  **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

➤ **Espacement des cadres d'après le RPA :**

• **Dans la zone nodale :**

$S_t = \text{min} (10\phi_l, 15\text{cm});$  en zone II  $\rightarrow$  R. P. A[7.4.2.2,]  $\rightarrow$  Donc :  **$S_t=10 \text{ cm}$** .

• **Dans la zone courante :**

**$s_t \leq 15\phi_l$  zone I et II  $\rightarrow$  donc :  $S_t = 15 \text{ cm}$** .

➤ **Calcul de la section d'armature transversale :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 \cdot f_e}$

**$T_u$**  : l'effort tranchant de calcul.

**$h_1$**  : hauteur totale de la section brute.

**$f_e$**  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

**$\rho_a$** : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

**$S_t$**  : l'espacement des armatures transversales.

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\rho_a \times T_u)}{(h_1 \times f_e)} \dots \dots \dots$  **R. P. A[7.4.2.2].**

- $\rho_a = 2.50 \dots \dots \dots Si \cdot \lambda_g \geq 5.$
- $\rho_a = 3.75 \dots \dots \dots Si : \lambda_g < 5.$
- Dans la zone nodale :  $S_t \leq 15\text{cm} \rightarrow$  zone II  $\rightarrow$  soit  $S_t = 10\text{cm}.$
- Dans la zone courante :  $S_t \leq \text{min} (15\phi_l) \rightarrow$  Soit  $S_t = 15\text{cm}.$

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/S_t \cdot b$  en % est donnée comme suit:

$\Rightarrow$  Si  $\lambda_g \geq 5$  ..... 0.3%.

$\Rightarrow$  Si  $\lambda_g < 3$  ..... 0.8%.

$\Rightarrow$  Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  ..... interpoler entre les valeurs limite précédentes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

<b>b × h</b>	<b><math>T_{max}</math></b>	<b><math>h_t</math></b>	<b><math>\lambda_g</math></b>	<b><math>\rho_a</math></b>	<b><math>A_t</math></b>	<b><math>A_t \text{ adopt}</math></b>
<b>55 × 65</b>	112,89	0,65	4 ,11	3,75	1,62	4T8=2,01
<b>50 × 60</b>	94,41	0,60	4,52	3,75	1,47	4T8=2,01
<b>45 × 55</b>	86,7	0,55	5,02	2.5	0,98	2T8=1.01
<b>40 × 50</b>	73,1	0,50	5,65	2.5	0,91	2T8=1.01
<b>35 × 45</b>	68,26	0,45	6,45	2,5	0,95	2T8=1.01

**Tableau .V.10. les armatures transversales des poteaux .**

➤ **Calcul de la zone de recouvrement :**

- Solen R.P.A [art . 7 . 4 . 2 . 1 ].

**La longueur de recouvrement :** soit le tableau suivant la zone II

<b>Poteaux</b>	<b>55 × 65</b>	<b>50 × 60</b>	<b>45 × 55</b>	<b>40 × 50</b>	<b>35 × 45</b>
$\phi_{max}$ (mm)	20	16	16	14	14
40 $\phi$ (m)	0.8	0.64	0.64	0.56	0,56

**Tableau .V.11. Longueur de recouvrement poteaux.**

**D)- Vérification à l'état limite de service :**

La vérification est faite à l'aide de logiciel "SOCOTEC"

- **Contrainte admissible de béton :**

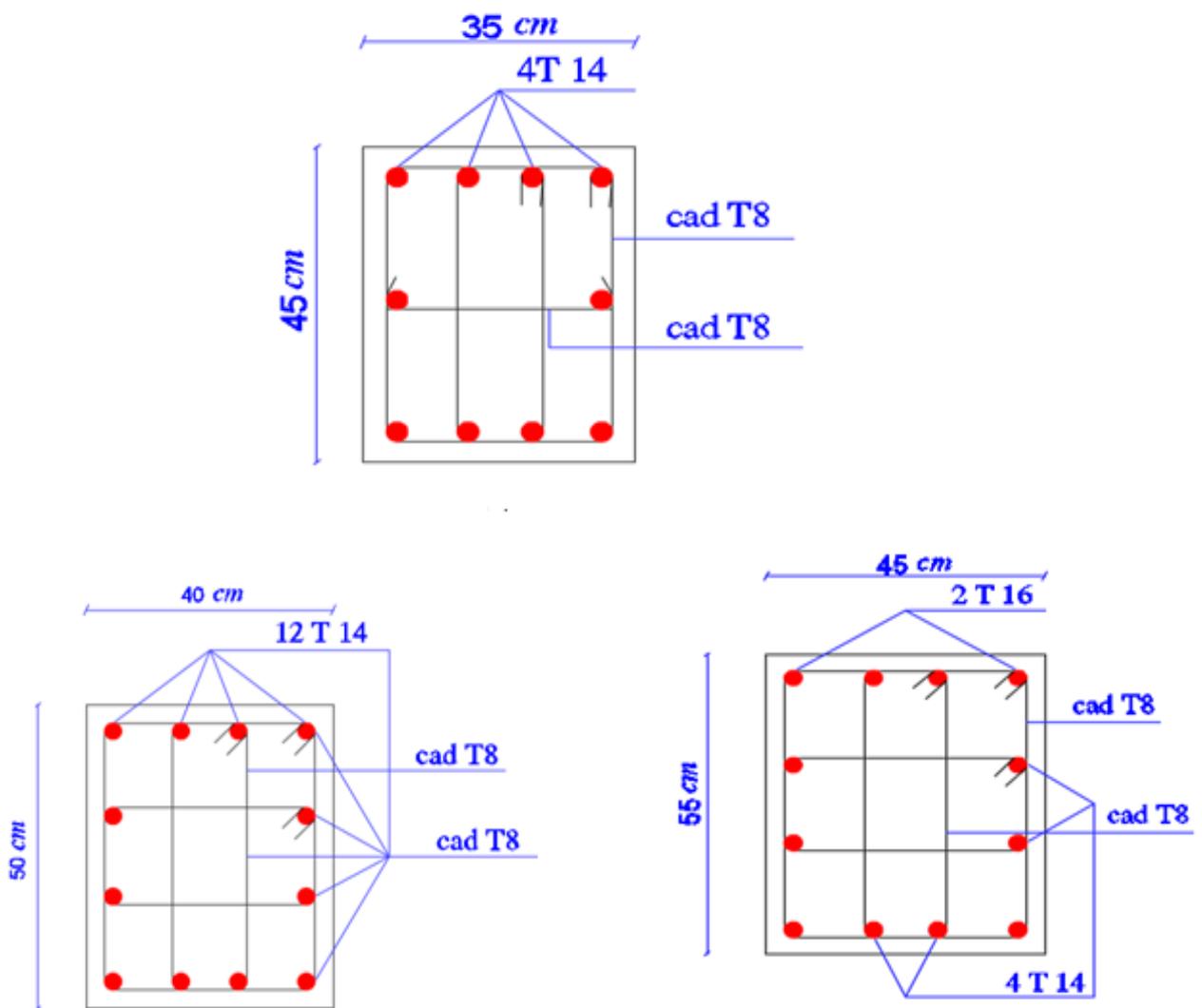
$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

- **Contrainte admissible d'acier**

Fissuration préjudiciable :  $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa.}$

$b \times h$	$N_{SER}$	$M_{SER}$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} < 15$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{st} < 201.63$
55 × 65	1718,41	34,033	28,65	5,45	CV	81,7	CV
50 × 60	1428,99	44,58	24.13	6,26	CV	93,8	CV
45 × 55	1446,11	58,127	20.36	8,84	CV	40,3	CV
40 × 50	947,73	69,447	18.47	9,18	CV	8,26	CV
35 × 45	475,1	80,448	15.39	10,6	CV	72,7	CV

Tableau .V.12. Vérification des contraintes à l'ELS poteaux.



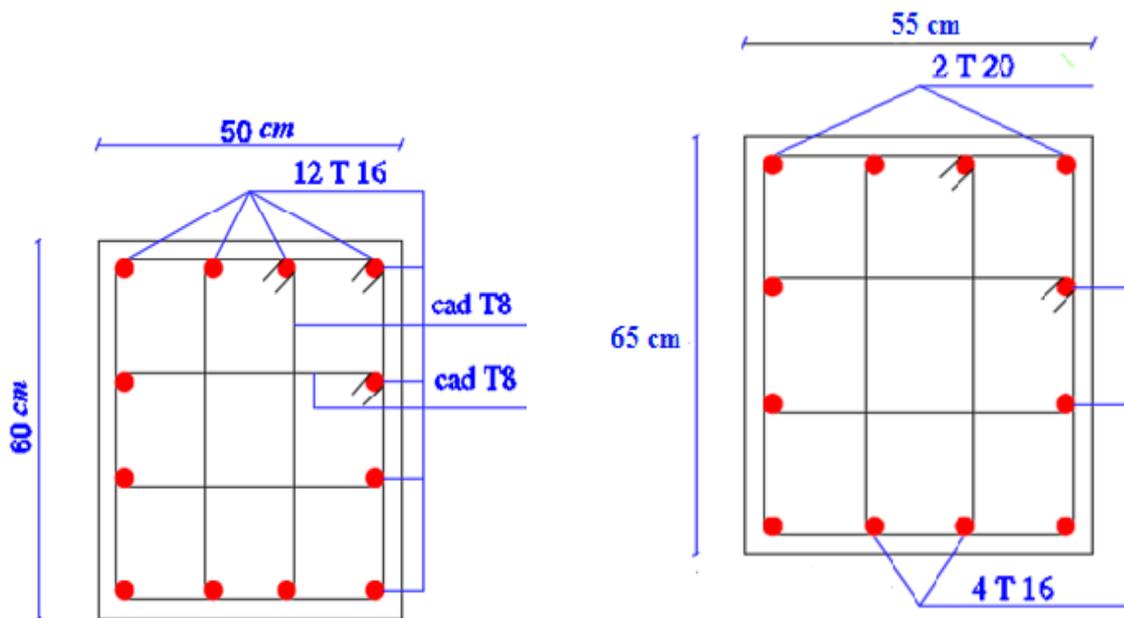


Figure.V.3. Schéma de ferrailage des poteaux.

### VI.3. Les voiles :

#### VI.3.1. Introduction :

Le RPA.99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), Les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

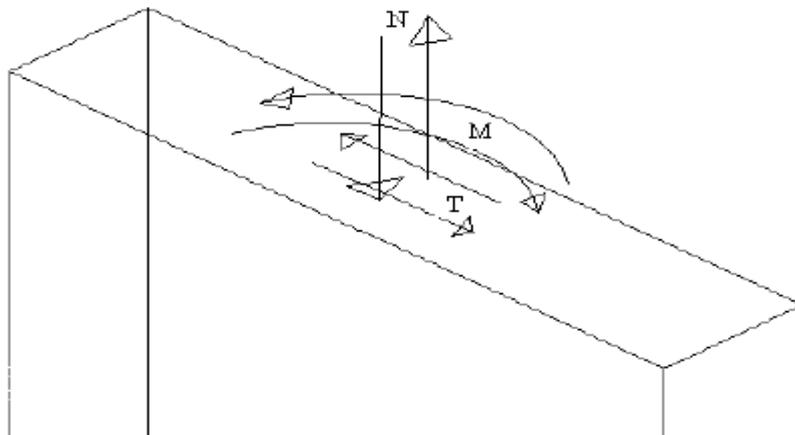


Figure .V.4. Voile soumis à la flexion composée.

❖ **Voiles pleins :**

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- ✓ Des aciers verticaux.
- ✓ Des aciers horizontaux.

**a) Aciers verticaux :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

**b) Aciers horizontaux :**

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (90°) 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.

**c) Règles communes :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :
  - o Globalement dans la section du voile 0,15%.
  - o En zone courante 0,10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq (1,5 \times e ; 30\text{cm})$  avec  $e$  : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre  $\Phi_t$  des épingles est :

- o  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$  lorsque  $\Phi_v \leq 20 \text{ mm}$ .
- o  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$  lorsque  $\Phi_v > 20 \text{ mm}$ .

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- o  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- o  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

**V.3.2. Calcul du ferrailage vertical :**

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq \min \left( \frac{he}{2}; 2 \times \frac{l'}{3} \right)$$

Avec :  $l'$  : étant la largeur de la zone comprimée.

$he$ : étant la hauteur entre nœuds de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

**V.3.3. Etude des sections :**

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible :

- o Section entièrement comprimée. SEC.
- o Section entièrement tendue. SET.
- o Section partiellement comprimée SPC.

**V.3.3.1. Section partiellement comprimée SPC :**

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \mp \frac{M \times Y}{I}$$

Avec :  $A$  : la surface.

$I$ : moment d'inertie ,  $M$  : moment de flexion.

✓ Si  $M > 0$ .....  $\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$ .

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer '  $L_t$ ' en utilisant les triangles semblables :

$$tg\alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L-L_t)} \dots \dots \dots L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0,50 \times \sigma_B \times L_t \times b$

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$

✓ Si  $M < 0$ .....  $\sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$  :

$$tg\alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L-L_t)} \dots \dots \dots L_t = \frac{L \times \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0,50 \times \sigma_B \times L_t \times b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$ .

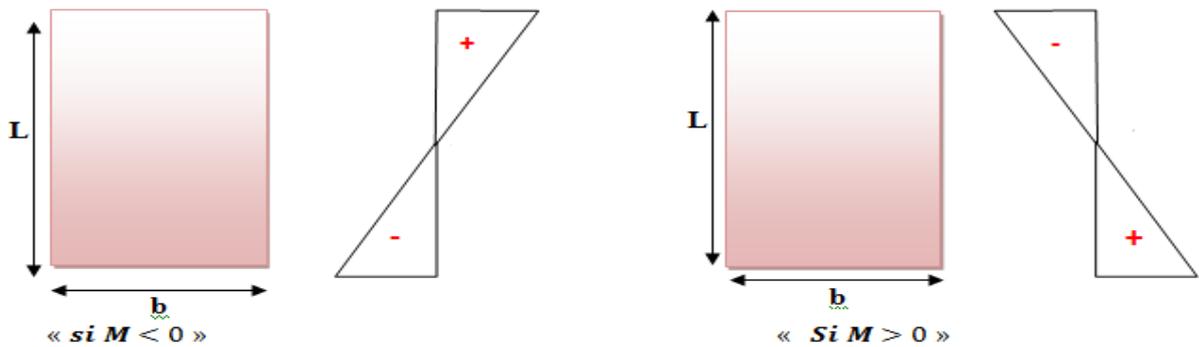


Figure .V.5. Section partiellement comprimée.

V.3.3.2. Section entièrement comprimée SEC :

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$A = 0,0015 \times L \times b$

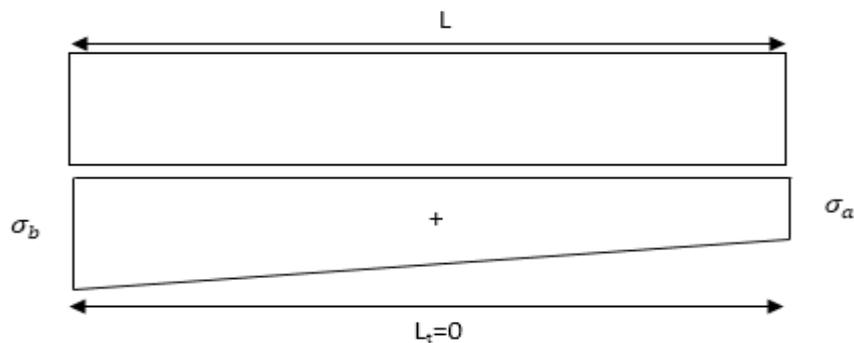


Figure .V.6. Section entièrement comprimée.

**V.3.3.3. Section entièrement tendue SET :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) :

- la longueur tendue est égal à « L »..... $L=L_T$ .
- l'effort de traction est donnée par :  $T = \frac{(3 \times \sigma_A + \sigma_B)L \times b}{2}$
- la section d'armatures nécessaire est donnée par :  $A_{sc} = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$

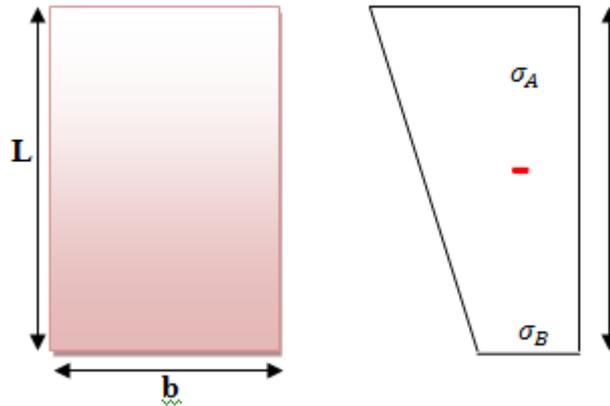


Figure .V.7. Section entièrement tendue.

**V.4. Ferraillage des voiles :**

D'après RPA99v2003 les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des Sollicitations et déformations de calcul sont :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

**V.4.1. Calcul de ferraillage vertical :**

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$A_{min} = 0,15\% \ b \times L$ ..... globalement dans la section du voile.

$A_{min} = 0,10\% \ b \times L$ ..... dans la zone courante.

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

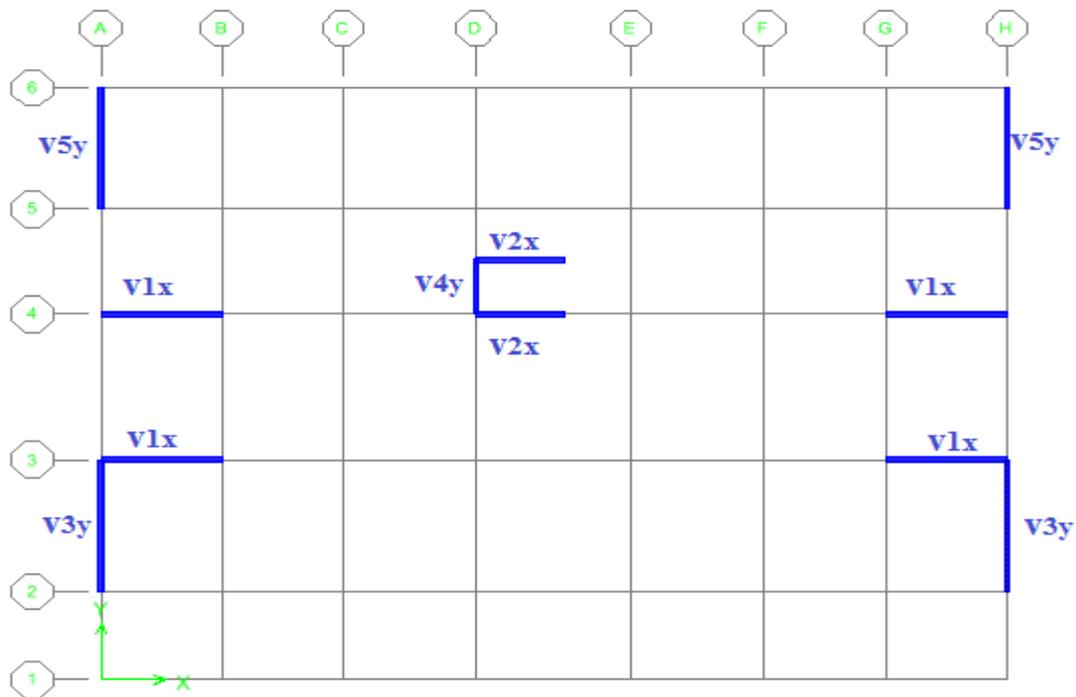


Figure .V.8. La disposition des voiles choisie.

- **Espacement des armatures verticales :**

A chaque extrémité des voiles l'espace des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la Longueur du voile, cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

➤ **Exemple de calcul (Voile V4y) :**

**Sens YY :**

Les données utilisées sont les suivantes :

- Dimension :

$$L=1,8 \text{ m,}$$

$$b = 0,20 \text{ m}$$

- Caractéristique géométrique :

$$I=0,0972 \text{ m}^4$$

$$B=0,36 \text{ m}^2$$

- Les contraintes :

$$\sigma_A = 4595,425 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_B = -338,759 \text{ KN/m}^2$$

Les deux contraintes de signe opposés, alors **SPC**.

➤ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1) :  $A_{RPA} = 0,20\% b L_t$ .

$b$  : Epaisseur du voile.

$L_t$  : Longueur de la section tendue

Alors :

$$A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t = 0,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times L = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sadopt}} = \text{Max}[A_{\text{Cal}}, A_{RPA}] = 5,4 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Espacement :**

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \min(1,5e, 30) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Soit: } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- **En zone d'about :**

$$S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm.}$$

➤ **Ferraillage (armatures adoptés) :**

- **En zone courante**

7HA6

- **En zone d'about :**

4HA8

Alors, Pour toute la longueur du voile :  $A_v = 4HA8 + 7HA6 = 7,98 \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul de voile sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens x-x**

Voile	Vx1
<b>M(KN.m)</b>	815,154
<b>N(KN)</b>	3006,32
<b>L(m)</b>	3,18
<b>b (m)</b>	0,2
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	0,5359572
<b>B(m<sup>2</sup>)</b>	0,636
<b>Y(m)</b>	1,59
<b><math>\sigma_A</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	7145,20

$\sigma_B$ (KN/m <sup>2</sup> )	2308,64
Nature de la section	SEC
$L_t$ (m)	/
T(KN)	/
$A_{s\text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	/
$A_{s\text{ RPA}}$ (cm <sup>2</sup> )	/
$A_{s\text{ min RPA}}$ (cm <sup>2</sup> )	9,54
$A_{s\text{ adopt}}$ (cm <sup>2</sup> /face)	9,54
$S_t$ courant (cm)	20
barre courant	4HA8+12HA6
$S_t$ about	/
barre about	/
$A_v$ adopté	10,8

Tableau V.13. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal.  
Sens YY :

Voile	Vy3	Vy5
M(K N.m)	766,597	449,176
N(KN)	2212,41	1730,88
L(m)	4,12	3,73
b (m)	0,2	0,2
I(m <sup>4</sup> )	1,165575467	0,864918617
B(m <sup>2</sup> )	0,824	0,746
Y(m)	2,06	1,86
$\sigma_A$ (KN/m <sup>2</sup> )	4108,98	3288,76
$\sigma_B$ (KN/m <sup>2</sup> )	1841,28	1351,668
Nature de la section	SEC	SEC
$L_t$ (m)	/	/
T(KN)	/	/
$A_{s\text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	/	/
$A_{s\text{ RPA}}$ (cm <sup>2</sup> )	/	/
$A_{s\text{ min RPA}}$ (cm <sup>2</sup> )	12,36	11,19
$A_{s\text{ adopt}}$ (cm <sup>2</sup> /face)	12,36	11,19
$S_t$ courant (cm)	20	20
barre courant	24HA6	2HA8+17HA6
$S_t$ about(cm)	/	10
barre about	/	/
$A_v$ adopté	13,56	11,64

Tableau V.14. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinal.

❖ Les voiles d'ascenseur :

	Sens x-x	Sens Y-Y
<b>Voile</b>	V2x	V4y
<b>M(KN.m)</b>	320,576	266,446
<b>N(KN)</b>	947,6	766,2
<b>L(m)</b>	2,21	1,8
<b>b (m)</b>	0,2	0,2
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	0,179897683	0,0972
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	0,442	0,36
<b>Y(m)</b>	1,105	0,9
<b><math>\sigma_A</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	4112,52	4595,425
<b><math>\sigma_B</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	175,25	-338,759
<b>Nature de la section</b>	SEC	SPC
<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	/	0,12
<b>T(KN)</b>	/	4,186
<b>A<sub>s cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	/	0,12
<b>A<sub>s RPA</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	/	0,49
<b>A<sub>s min RPA</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	6,63	5,4
<b>A<sub>s adopt</sub> (cm<sup>2</sup>/face)</b>	6,63	5,4
<b>S<sub>t courant</sub> (cm)</b>	20	20
<b>Barre courant</b>	4HA8+7HA6	7HA6
<b>S<sub>t about</sub> (cm)</b>	/	10
<b>Barre about</b>	/	4HA8
<b>A<sub>v adopté</sub></b>	7,98	7,98

Tableau V.15. Résumé des résultats de ferraillage de voile assesseur.

**A- Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :**

La vérification de cisaillement se fait comme suit : (Article 7.7.2. RPA99)..

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{(b \times 0.90 \times L)} \rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

V : effort tranchant

b : épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

Il faut vérifier :  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

Sens XX :

Voile	V(N)	b (mm)	L (mm)	$\tau(MPa)$	$\tau_{adm}(MPa)$	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V <sub>1X</sub>	51330	200	3180	0,125	3,25	CV
V <sub>2X</sub>	15440	200	2210	0,054	3,25	CV

Tableau V.16. Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.

Sens Y-Y :

Voile	V(N)	b (mm)	L (mm)	$\tau(MPa)$	$\tau_{adm}(MPa)$	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V <sub>3Y</sub>	28170	200	4120	0,053	3,25	CV
V <sub>4Y</sub>	8220	200	1800	0,035	3,25	CV
V <sub>5Y</sub>	35530	200	3730	0,074	3,25	CV

Tableau V.17. Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

B- de ferrailage horizontal :

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_s}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\delta_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k)}{0,9 f_e} \quad \text{C.B.A.93 Art A.5.1.2.3.}$$

$k=0$  en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$  en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de traction.

$\sigma_{tm}, \sigma_{cm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est :

$$\text{Pour : } \tau \leq 0,025 \times f_{c28} = 0,625 MPa \rightarrow A_t = 0,0015 \times b \times L.$$

$$\text{Pour : } \tau > 0,025 \times f_{c28} = 0,625 MPa \rightarrow A_t = 0,0025 \times b \times L.$$

- Exemple d'application :

Sens XX :

Voile V1 :

Pas de reprise de bétonnage  $\alpha = 90^\circ \rightarrow K = 0$ .

$$S_t \leq \min(1,5e; 30cm) \rightarrow (\text{Art 7.7.4.3 RPA99}).$$

$$S_t = 20cm$$

$$V = 51,33KN$$

$$\tau = 0,125 MPa \leq 3,25 MPa.$$

$$A_{bael} = \frac{(\tau \times S_t) \times b}{0,9 \times (f_e / \gamma_s)} = \frac{(0,125 \times 20) \times 20}{0,9 \times (400/1)} = 0,138 cm^2.$$

$$A_t \geq 0,138 cm^2.$$

❖ **Ferraillage minimal de RPA :**

$$\tau = 1.6 \leq 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \quad a \quad A_t = 0.0015 \times b \times L$$

$$A_{RPA} = 0,15\% \times 20 \times 3,18 = 9,54 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Sens XX :**

Voile	$\tau(\text{MPa})$	$S_t(\text{cm})$	b (cm)	$A_{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}})$	$A_{\text{adopté}}$
Vx1	0,125	20	20	0,138	9,54	1,5	5T8=2,51cm <sup>2</sup>
Vx2	0,054	20	20	0,06	6,63	1,5	5T8=2,51cm <sup>2</sup>

Tableau V.18. ferraillage horizontal des voiles sens X-X.

**Sens YY:**

Voile	$\tau(\text{MPa})$	$S_t(\text{cm})$	b (cm)	$A_{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}})$	$A_{\text{adopté}}$
Vy3	0,053	20	20	0,06	12,36	1,94	5T8=2,51cm <sup>2</sup>
Vy4	0,035	20	20	0,038	5,4	1,5	5T8=2,51cm <sup>2</sup>
Vy5	0,074	20	20	0,082	11,19	1,5	5T8=2,51cm <sup>2</sup>

Tableau V.19. ferraillage horizontal des voiles sens Y-Y.

**V.4.1. Schéma de ferraillage des voiles :**

- Voile 5y (SEC) :

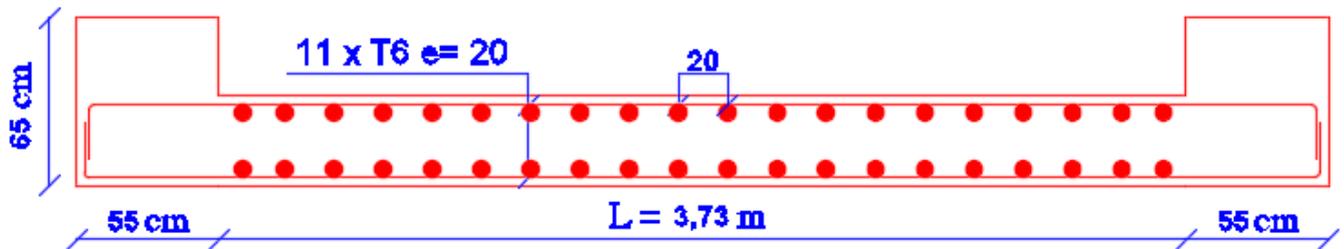


Figure V.9. Ferraillage du voile V5y.

- Voile 3y (SEC) :

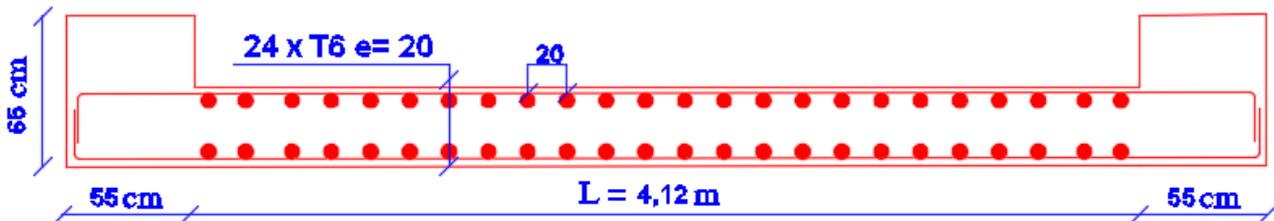


Figure V.10. Ferraillage du voile V3y.

- Voile V1x(SEC) :

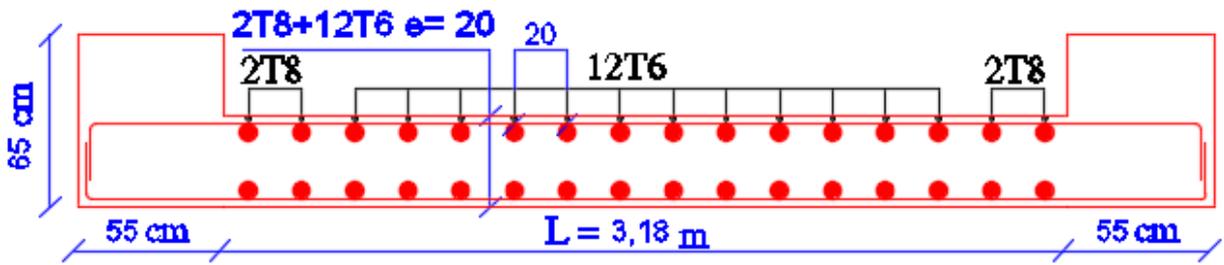


Figure V.11. Ferrailage du voile V1x.

V.4.1.1. Schéma de ferrailage des voiles assesseur:

- Voile V2x(SEC) :

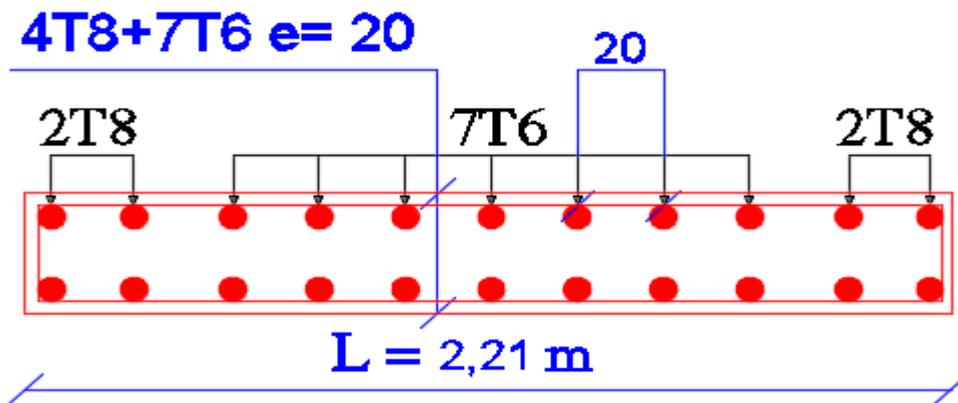


Figure V.12. Ferrailage du voile V2x.

- Voile V4y (SPC) :

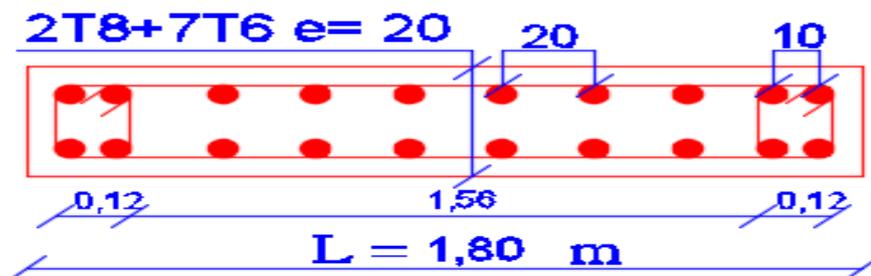
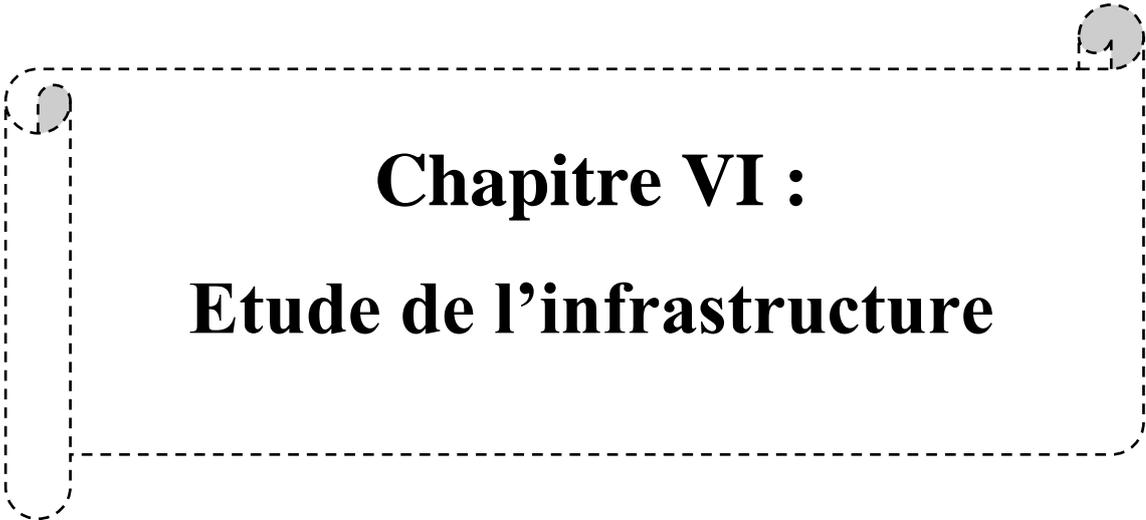


Figure V.13. Ferrailage du voile V4y.

---



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

---

**VI.1. Introduction :**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges Climatiques et sismiques.

Une fondation sert à :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements du sol.

**VI.2. les types de fondation :** On distingue :

- ✓ Les semelles isolées sous poteau.
- ✓ Les semelles isolées sur pieux.
- ✓ Les semelles filantes sous mur.
- ✓ Les semelles continuent sous poteaux.
- ✓ Le radier générale.

**VI.3. choix du type de fondation :**

- ✓ Type d'ouvrage construire.
- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La capacité portance de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à  $\bar{\sigma}_{sol} = 3$  bars.

**VI.3.1. Semelle isolée :**

- Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux, Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :
- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} < 50 \%$$

- La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

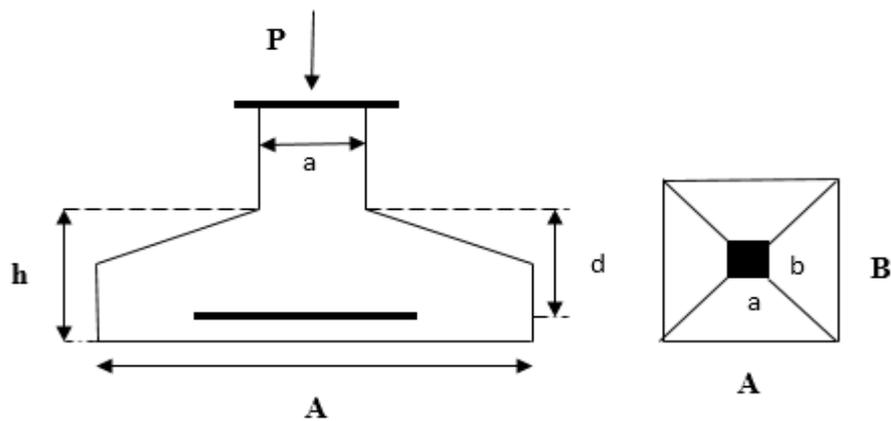


Figure VI.1.Semelle isolée.

**VI.3.1.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :**

Avec :  $N_{ser} = G + Q$ .

$$\sigma_{sol} = 3bars = 300KN/m^2$$

Semelles	$N_{ser}(KN)$	$\sigma(Kpa)$	S (m <sup>2</sup> )	Semelles	$N_{ser}(KN)$	$\sigma(Kpa)$	S (m <sup>2</sup> )
1	1506,82	300	5,022	23	1997,5	300	6,658
2	1632,56	300	5,441	24	1452,01	300	4,840
3	1630,49	300	5,434	25	1763,8	300	5,879
4	1509,3	300	5,031	26	2055,96	300	6,853
5	967,08	300	3,224	27	1055,42	300	3,518
6	1870,4	300	6,234	28	1063,31	300	3,544
7	2006,44	300	6,688	29	1057,94	300	3,526
8	1985,84	300	6,619	30	1796,61	300	5,988
9	2011,82	300	6,706	31	2029,77	300	6,765
10	2014,64	300	6,715	32	1485,16	300	4,950
11	1863,88	300	6,212	33	1784,98	300	5,949
12	946,02	300	3,153	34	2081,72	300	6,939
13	887,54	300	2,958	35	1774,97	300	5,916
14	943,65	300	3,145	36	1051,7	300	3,505
15	2243,88	300	7,479	37	957,71	300	3,192

16	2479,9	300	8,266	38	1797,35	300	5,991
17	2558,31	300	8,527	39	2238,11	300	7,460
18	2279,45	300	7,598	40	1633,81	300	5,446
19	939,91	300	3,133	41	1682,09	300	5,606
20	916,08	300	3,053	42	2260,75	300	7,535
21	1052,08	300	3,506	43	1818,3	300	6,061
22	1066,57	300	3,555	44	992,43	300	3,308
<b>Totale</b>							<b>237,13</b>

Tableau .VI.1. Surfaces revenantes aux semelles isolées.

## VI.3.1.2. La surface des semelles filantes des voiles d'après L'ETABS :

Voile	N(KN)	$s = \frac{N}{\sigma_{sol}}$
V1	3006,32	10,52
V2	947,8	3,16
V3	1638,82	5,46
V4	766,12	2,55
V5	1730,88	5,76
<b>TOTAL</b>	<b>8089,94</b>	<b>27,45</b>

Tableau.VI.2. Les surfaces des semelles filantes.

On a :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{a \times b}$$

Avec : **a** : La longueur de la semelle

**b** : la largeur de la semelle.

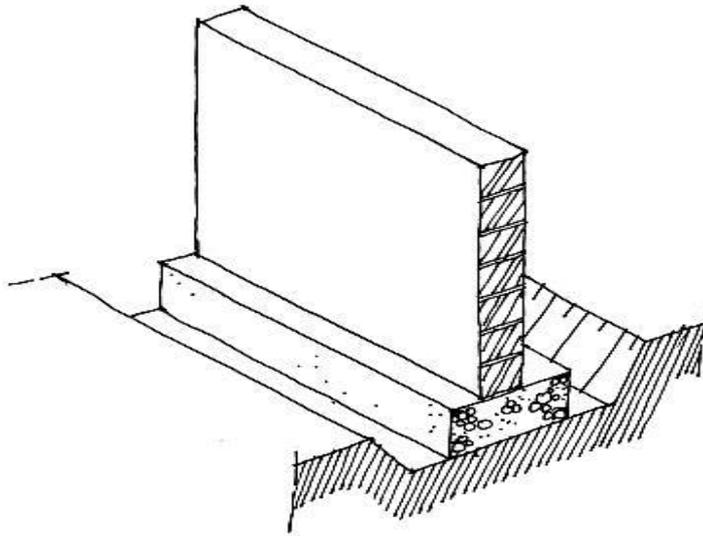
- L'effort normal des voiles dans notre bâtiment est  $N_{voile} = 8089,94 \text{ KN}$ .
- La surface des semelles filantes des voiles  $S_{voile} = 27,45 \text{ m}^2$ .
- La surface des semelles isolées sous poteaux  $S_{pot} = 237,13 \text{ m}^2$ .

$$S_{tot} = 27,45 + 237,13 = 264,58$$

$$\text{Donc : } S_{tot} = \frac{S_{tot}}{S_{batiment}} = \frac{264,58}{773,73} = 34\% < 50\%.$$

**Conclusion :**

La surface des semelles est inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.  
Donc, Ce choix la semelle filante.

**VI.3.2. Semelle Filante :**

**Figure VI.2. Semelle Filante.**

**VI.3.2.1. Introduction :**

Les semelles filantes font partie des fondations dites « superficielles », selon la définition des DTU 13.11 et 13.12. Destinées à recevoir les murs porteurs, en parpaings ou blocs à bancher, elles se réalisent en béton armé dans une tranchée continue sur tout le périmètre de la construction.

**VI.3.2.2. Calcul Manuel du Cas :**❖ **La valeur de la charge ultime :**

$$N_u = 71144,06 \text{ KN}$$

❖ **Choix des dimensions sans tenir compte du poids de la semelle :**

- longueur considérée de la semelle : 31,88m.
- Pression admise sur le sol :  $q = 0.3 \text{ MPa}$ .
- Longueur de semelle B a priori :

$$B = \frac{N_u}{l \times q} = \frac{71144,06 \times 10^3}{31,88 \times 0.3 \times 10^3} = 7,43 \text{ m.},$$

On retient un multiple de 0.05m  $\rightarrow B=7,43m$ .

✓ Hauteur utile  $d$  et hauteur de semelle  $h$  :

- Epaisseur du mur de refend  $b=0.2$  .

-  $h = d + 0.05 m$

$$d = \frac{B-b}{4} .$$

$$d = \frac{7,43-0.2}{4} = 1,80 m.$$

$$h = d + 0.05 = 1,80 + 0.05 = 1,85m.$$

Donc :  $h = 1,85 m$ .

✓ Dimensions avant contrôle de la pression sur le sol :

$$B = 7,43m ; L = 31,88m ; h = 1,85m.$$

NB :

On trouve que les dimensions de la semelle filante sont très élevées, donc nous proposons en lieu d'une semelle filante un radier général.

#### **VI.4. Radier générale :**

##### **VI.4.1. Introduction :**

C'est un type des fondations superficielles, on obtient par la réalisation d'une dalle sous l'ouvrage comme fondation pour la transmission des charges. Il est travaillé comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité

❖ **Les types des radiers sont :**

- Le radier dalle.
- Le radier nervuré.
- Le radier champignon sous poteaux.
- Le radier voute.

➤ On choisit le radier nervuré parce qu'il est plus économique.

## ❖ Les combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à prendre en compte lors du calcul du radier sont :

- ELU.
- ELS.
- En plus que de l'RPA.

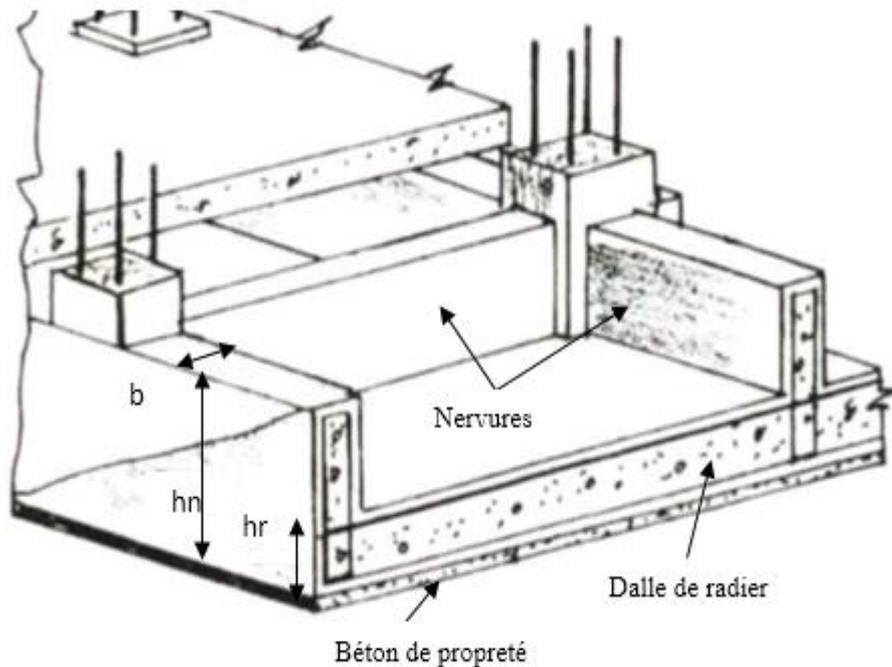


Figure.VI.3. schéma de radier nervure.

#### VI.4.2. Pré dimensionnement du radier :

##### VI.4.2.1. L'épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

➤ **Condition forfaitaire :  $h_r \geq L_{max}/20$ .**

Il faut respecter la condition suivante :  $40cm \leq h_r \leq 1m$ .

$$L_{max} = 5,10 \text{ m.}$$

$$h_r = \frac{L_{max}}{20}$$

$$h_r \geq 25,5$$

On prend :  $h_r = 60cm$ .

### VI.4.2.2. Nervure :

#### ➤ La hauteur de la nervure :

##### a. Condition forfaitaire :

$$h_n = \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

- $L_{max}$  : La longueur maximale entre axes des poteaux.
- $L_{max} = 5,10 \text{ m} \rightarrow h_n \geq 51 \text{ cm}$ .

Il faut respecter la condition suivante :  $0,5 \leq h_n \leq 1,5 \text{ m}$ .

##### b. Condition de la longueur élastique :

$$- L_e \geq \frac{2 \times L_{max}}{\pi}$$

$$- L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

Avec :

K : La raideur moyenne du sol  $K = 120000 \text{ KN/m}^3$ .

E : Le module d'élasticité longitudinal du béton  $E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$ .

On obtient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}} = 96,84 \text{ cm}.$$

On adopte :  $h_n = 1 \text{ m}$  et  $b = 50 \text{ cm}$ .

#### ❖ Le choix final :

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de **hr=60cm**, avec des nervures d'une hauteur **hn=1m**. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

#### ➤ Condition de résistance au cisaillement :

D'après le règlement A.5.1.2.1 de C.B.A 93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :  $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU, On a :  $N_u = 161677,08$

$$q_u = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{s_{bat}} = \frac{161677,08 \times 1}{773,73} = 208,95.$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_{max}}{2} = \frac{208,95 \times 5,10}{2} = 532,82 \text{ KN}.$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{532,82}{0,50 \times 1 \times 0,9 \times 10^3} = 1,18 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

**VI.4.2.3. La surface minimale du radier :**

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 », on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale **1,**.

$$\frac{N_u}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol adm}.$$

Avec :

$\sigma_{sol adm}$  : La capacité portante de sol.

Donc :

$$S_{rad} > \frac{N_u}{\sigma_{sol adm}} = \frac{161677,08}{300 \times 1,5} = 359,28 \text{ m}^2 < S_{bat} = 773,73 \text{ m}^2.$$

**Remarque :**

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

➤ **Calcul du D (débordement) :**

$$- D \geq \max \left[ \frac{h_r}{2}, 30 \text{ cm} \right] = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit : } D = 50 \text{ cm.}$$

D'ou:

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times 2 \times L_x = 773,73 + 2 \times 0,50 \times 24,27 = 798 \text{ m}^2.$$

Alors la surface du radier est :  $S_{rad} = 789 \text{ m}^2$ .

**VI.4.2.4 Vérification du poinçonnement :**

➤ **Sous poteau :**

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA (Art A5.2.4.2)}$$

Avec :

- $N_u$ : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau  $N_u = 3517,09 \text{ KN}$
- $h$ : L'épaisseur totale de la dalle.
- $\mu_c$ : Périmètre du contour cisailé :  $\rightarrow \mu_c = 2(a+b+2h) = 6,2 \text{ m.}$

$$\text{Donc : } \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,2 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4650 \text{ KN.}$$

→  $N_u = 3517,09 \text{ KN} < 4650 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

➤ **Sous voile :**

Le voile le plus sollicité de longueur 3,18 m et  $N_u = 4055,54 \text{ KN}$ .

Pour une bande de 1 ml :  $N_u / \text{ml} = 4055,54 / 3,18 = 1275,33 \text{ KN/ml}$ .

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

-  $\mu_c = 2(l + b + 2h) = 2 \times (3,18 + 0,2 + 2 \times 1) = 10,76 \text{ m}$ .

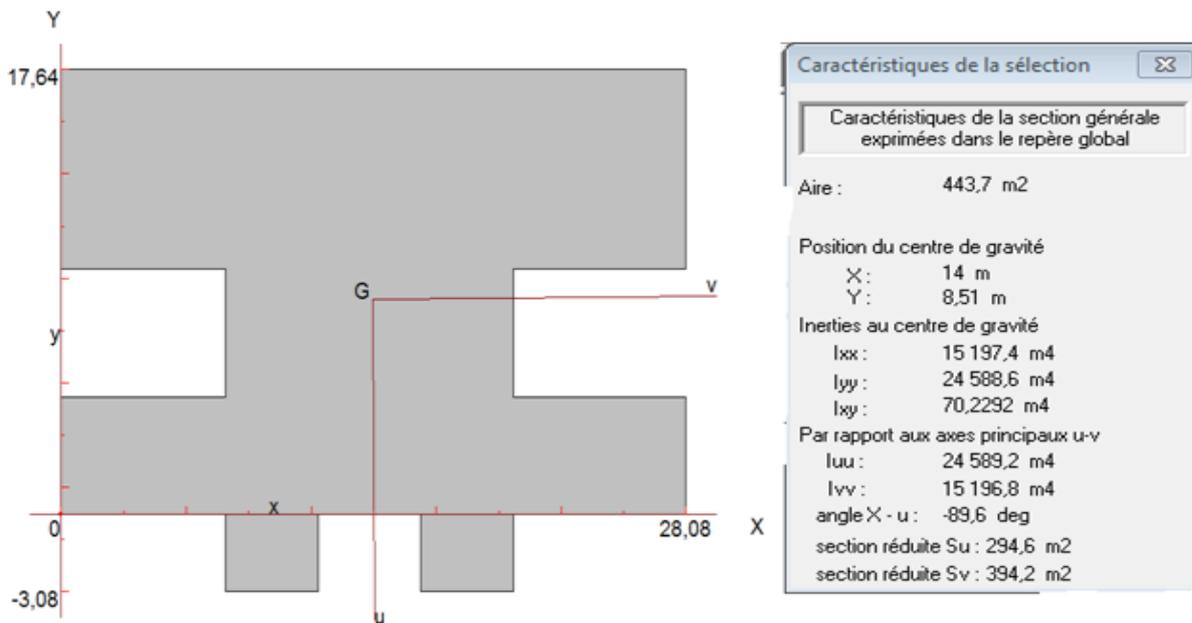
Donc :  $\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 8070 \text{ KN} \rightarrow N_u = 1275,33 < 8070 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

**VI.4.2.5 Caractéristiques géométriques du radier :**

Les inerties du radier sont calculées par **SOCOTEC** on obtient la figure ci-après :

- ✓ Les inerties/X :  $I_{xx} = 39513.7 \text{ m}^4$ .
- ✓ Les inerties/Y :  $I_{yy} = 42009.8 \text{ m}^4$ .



**Figure VI.4. Schéma du radier sous SOCOTEC.**

➤ **Calcul de l'excentricité :**

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_g = 14 \text{ m.}$
- $Y_g = 8,51 \text{ m.}$

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

- $X_{g m} = 13,811 \text{ m.}$
- $Y_{g m} = 11,403 \text{ m.}$

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- $e_x = 0,189 \text{ m.}$
- $e_y = 2,89 \text{ m.}$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme

#### **VI.4.3. Vérification de la stabilité du radier :**

##### **VI.4.3.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :

$$- \sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$$

Avec :

$$- N_t = N_{bat} + N_{rad}$$

D'où :

- $N_{bat} = 130379,44 \text{ KN.}$
- $N_{rad} = G_{rad} = 789 \times 0,60 \times 25 = 11835 \text{ KN.}$
- $N_t = 130379,44 + 11835 = 142214,44 \text{ KN}$

$$\text{Donc : } \rightarrow \frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{142214,44}{789} = 180 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 300 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots (\text{CV}).$$

### VI.4.3.2. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$ :

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles :  $0,8G \pm E$  :

D'après les **RPA99/Version2003** (art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$ .

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison  $0,8G \pm E_x$  :

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	L/4 (m)	OB
$0,8G \pm E_x$	65189,72	442743,164	6,79	7,02	CV
$0,8G \pm E_y$	65189,72	292648,381	4,48	5,30	CV

**Tableau VI.3. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison  $0,8G \pm E$**

➤ Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

#### ❖ Diagramme trapézoïdal des contraintes :

La contrainte moyenne est :  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_x} y_G \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_y} x_G$$

On a :  $I_x = 15197,4m^4$  ;  $I_y = 24588,6m^4$

	Sens-X	Sens-Y
M (KN.m)	442743,164	292648,381
N (KN)	65189,72	65189,72
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	329,61	245,56
$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	170,39	84,9
$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	289,80	205,39

**Tableau VI.4. Calcul des contraintes.**

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 300 \frac{KN}{m^2}$ , Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

### VI.4.3.3. Vérification de la compression sous $G + Q \pm E$ :

Les contraintes sous le Radier sont données par :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V \leq 1,5 \times \sigma_{adm}$ .

	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$1,5 \bar{\sigma}_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	OB
$G + Q \pm E_x$	94727,13	479810,303	387,38	154,48	329,155	450	CV
$G + Q \pm E_y$	94727,13	378760,341	330,79	96,77	272,28	450	CV

**Tableau VI.5. Vérification de la compression sous  $G+Q\pm E$**

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

### VI.5. Ferrailage du radier :

#### VI.5.1. Dalle de radier :

##### ➤ Les combinaisons de charges

- ELU :

$$q_u = 1,35 \left( \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1,35(15 - 300) = 384,75 \frac{KN}{m^2}.$$

- ELS :

$$q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_s = 285 \frac{KN}{m^2}.$$

#### VI.5.1.1. Ferrailage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité :  $L_x = 4,60m$ ,  $L_y = 5.10m$ ,  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ .

$\alpha = 0.90 > 0,4 \rightarrow$  (La dalle porte dans les **deux** sens).

•  $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$ .  $\rightarrow$  moment dans le sens de la petite portée.

•  $M_{0y} = \mu_y \times M_x$ .  $\rightarrow$  moment dans le sens de la grande portée.

Avec Les coefficients  $\mu_y$  et  $\mu_x$  sont donné par règles BAEL91:

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \alpha^3)}.$$

$$\mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha).$$

ELU :

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\alpha$	$q_u(KN)$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} (KN.m)$	$M_{0y} (KN.m)$
<b>4,60 × 5.10</b>	4.60	5.10	0.90	384,75	0,045	0,7946	366,36	291,11

**Tableau VI.6. Les sollicitations à l'ELU.**

ELS :

Panneau	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	α	q <sub>s</sub> (KN)	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	M <sub>ox</sub> (KN. m)	M <sub>oy</sub> (KN. m)
4,60 × 5.10	4.60	5.10	0.90	285	0,045	0,7946	271,37	215,63

Tableau VI.7. Les sollicitations à l'ELS.

### VI.5.1.2. Calcul des sections d'armatures E.L.U:

- En travée :

Pour un panneau de rive : ( $M_{tx} = 0,85. M_x$ ;  $M_{ty} = 0,85. M_y$ ).

Pour un panneau intermédiaire : ( $M_{tx} = 0,75. M_x$ ;  $M_{ty} = 0,75. M_y$ ).

- Sur appuis :

Pour un panneau de rive : ( $M_{ax} = 0,30. M_x$  ;  $M_{ay} = 0,30. M_y$ )

Pour un panneau intermédiaire : ( $M_{ax} = 0,50. M_x$  ;  $M_{ay} = 0,50. M_y$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M <sub>U</sub> (KN, m)	183,18	274,77	145,55	218,33
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0.60	0.60	0.60	0.60
d (m)	0,54	0,54	0,54	0,54
μ <sub>bu</sub>	0.044	0,067	0,035	0,053
α	0,028	0,086	0,044	0,068
F <sub>su</sub> (Mpa)	348	348	348	348
F <sub>bu</sub> (Mpa)	14,2	14,2	14,2	14,2
Z (cm)	53,39	52,14	53,05	52,53
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	9,85	15,14	7,88	11,94
A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	6,52	6,52	6,52	6,52
Choix des barres	<b>5T16</b>	<b>5T20</b>	<b>6T14</b>	<b>6T16</b>
A <sub>s adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	10,05	15,71	9.24	12,06

Tableau VI.8. Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.

➤ **Espacement maximal :**

**1. Et travée :**

- $S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

**2. Sur appui :**

- $S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

On adopte pour un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}.$

**VI.5.1.3. La vérification a E.L.S :**

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2.$
- $b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0.$
- $\bar{\sigma}_{bc adm} = 0.6 \times f_{c28}$
- $\bar{\sigma}_{st adm} = \inf\left(\frac{f_e}{2} ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow$  Fissuration très préjudiciable.

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>M<sub>ser</sub> (KN, m)</b>	135,68	203,52	107,81	161,72
<b>b (m)</b>	1	1	1	1
<b>h (m)</b>	0.60	0.60	0.60	0.60
<b>d (m)</b>	0,54	0,54	0,54	0,54
<b>y (cm)</b>	14,35	18,48	13,69	15,51
<b>I( cm<sup>4</sup>)</b>	335497,05	507683,04	382836,84	326468,08
<b>K (N/mm<sup>3</sup>)</b>	0,041	0,040	0,028	0,049
<b>σ<sub>bc adm</sub> (MPa)</b>	15	15	15	15
<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	5,88	7,39	3,83	7,59
<b>σ<sub>bc</sub> ≤ σ<sub>bc adm</sub></b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
<b>σ<sub>st</sub> (MPa)</b>	243,85	213,12	169,30	282,90
<b>σ<sub>st adm</sub> (MPa)</b>	164.97	164.97	164.97	164.97
<b>σ<sub>st</sub> ≤ σ<sub>st adm</sub></b>	<b>CNV</b>	<b>CNV</b>	<b>CNV</b>	<b>CNV</b>

**Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS.**

### VI.5.1.4. Calcul les \$armatures à l'ELS :

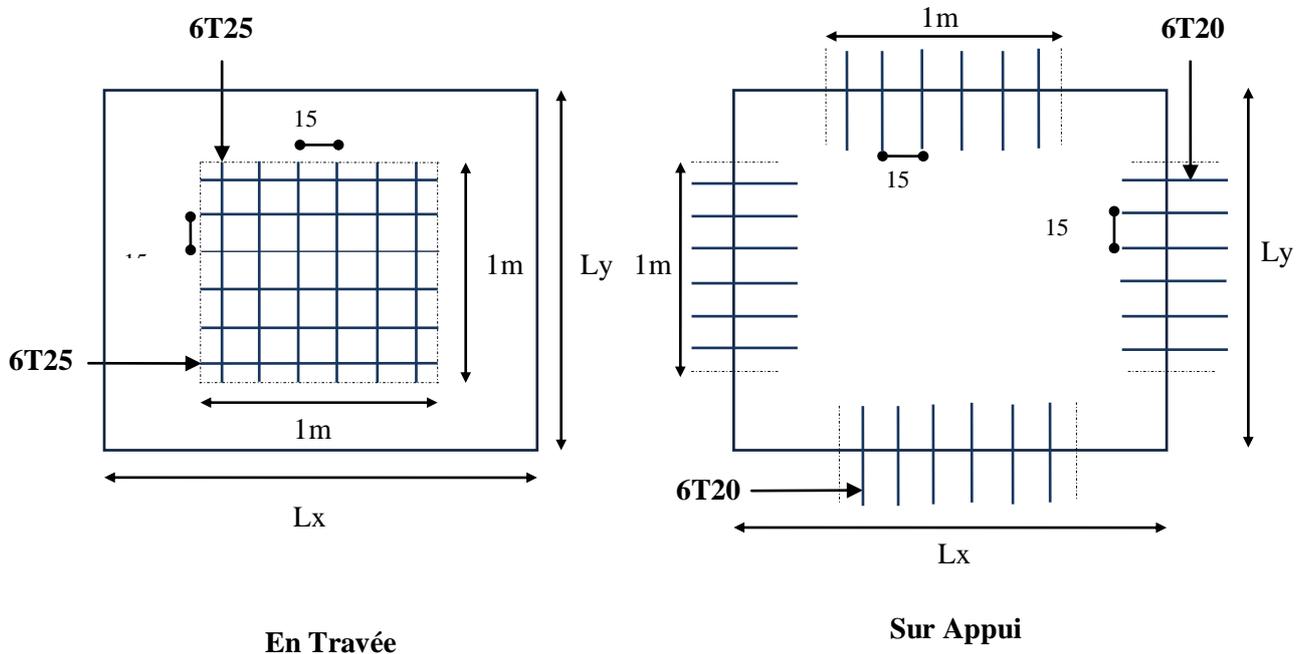
$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- Vérification de la contrainte de béton :  $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$\mu_s$	$\beta$	$A_{ser}$ ( $\text{cm}^2$ )	$K$	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$A_S$ adopté ( $\text{cm}^2$ )	$S_t$ ( $\text{cm}$ )
$M_{ax} = 135,68$	0,0028	0,9131	16,68	42,53	3,87	Vérifier	6T20=18,85	15
$M_{tx}=203,52$	0,0042	0,8963	25,48	33,21	4,96	Vérifier	6T25=29,45	15
$M_{ay} = 107,81$	0,0022	0,9220	13,12	49,07	3,36	Vérifier	6T20=18,85	15
$M_{ty}=161,72$	0,0034	0,9053	20,05	37,82	4,36	Vérifier	6T25=29,45	15

Tableau VI.10. Ferrailage à l'ELS.

### VI.5.1.5. Schémas de ferrailage du radier :



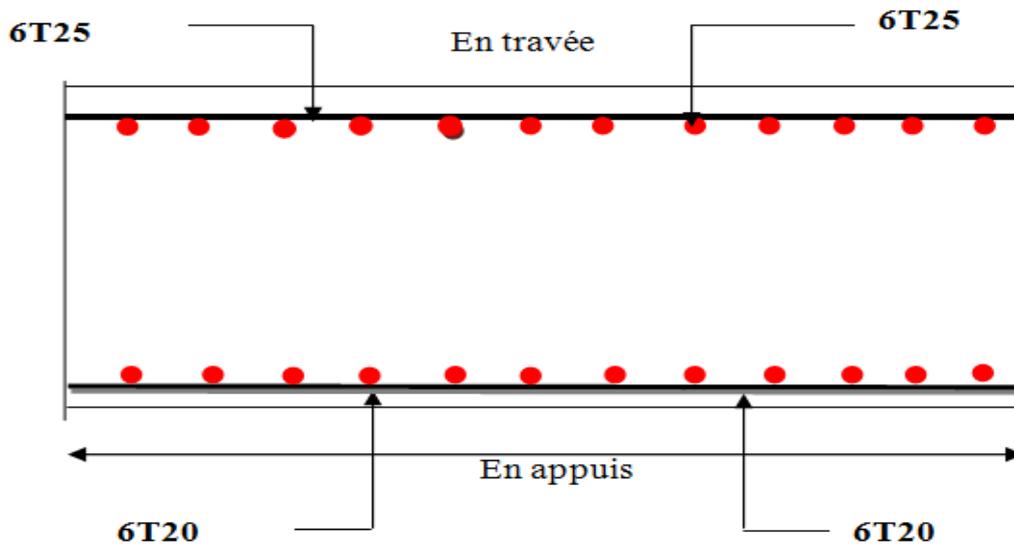


Figure.VI.5. Ferrailage du radier.

#### VI.6. Etude de débord du radier :

##### VI.6.1. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 50 \text{ cm}$ , le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec :  $h = 0.60 \text{ m}$ ,  $d = 54 \text{ cm}$ .

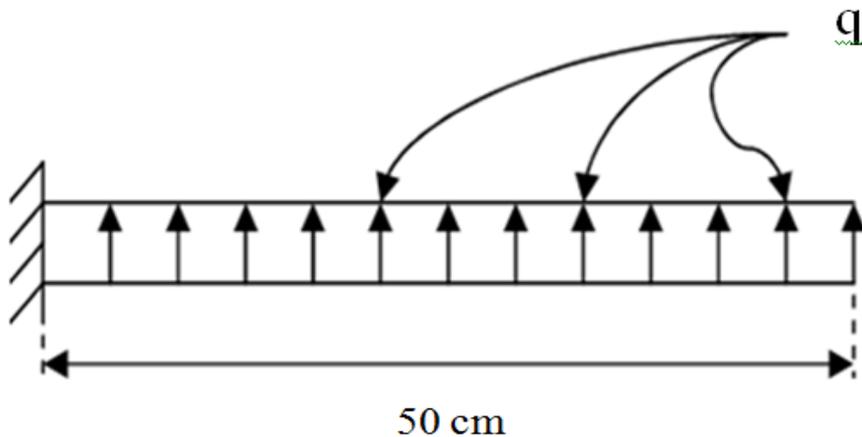


Figure VI.6. Schéma du débord.

La fissuration est très préjudiciable :  $M_{\max} = \frac{q \times l^2}{2}$ , Donc on ferraille à l'ELS :

**ELS :**

- $Q_{\text{ser}} = 285 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_{\text{ser}} \times l^2}{2} = 35,62 \text{KN.m.}$
- $\sigma_{\text{st adm}} = 164,97 \text{MPa}$  et  $\sigma_{\text{bc adm}} = 15 \text{Mpa.}$

Avec :

$$- A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{Z_b \times \sigma_{\text{st adm}}}$$

$$- Z_b = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 0.436 \text{ m.}$$

$$- \alpha = \frac{15 \times \sigma_{\text{bc adm}}}{15 \times \sigma_{\text{bc adm}} + \sigma_{\text{st adm}}} = 0.576$$

$$- M_{\text{rb}} = \frac{1}{2} \times \alpha \times \left[1 - \frac{\alpha}{3}\right] \times b \times d^2 \times \sigma_{\text{bc adm}} = 1018,85 \text{KN.m}$$

$\rightarrow M_{\text{ser}} < M_{\text{rb}}$  : Section simplement armée.

Donc :  $A_{\text{ser}} = 4,95 \text{cm}^2$ .

➤ **Condition de non fragilité :**

$$- A_{\text{s min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 6,52 \text{ cm}^2.$$

$$- A_s = \max[A_{\text{ser}}; A_{\text{s min}}] \rightarrow A_s = 6,52 \text{ cm}^2.$$

On adopte :  $6 \text{ T14} = 9.24 \text{ cm}^2$ .

➤ **L'armature de répartition :**

$$- A_{\text{rx}} = \frac{A_s}{4} = 2.31 \text{ cm}^2. \rightarrow 3\text{T10} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$- A_{\text{ry}} = \frac{A_s}{4} = 2.31 \text{ cm}^2. \rightarrow 3\text{T10} = 2.36 \text{ cm}^2$$

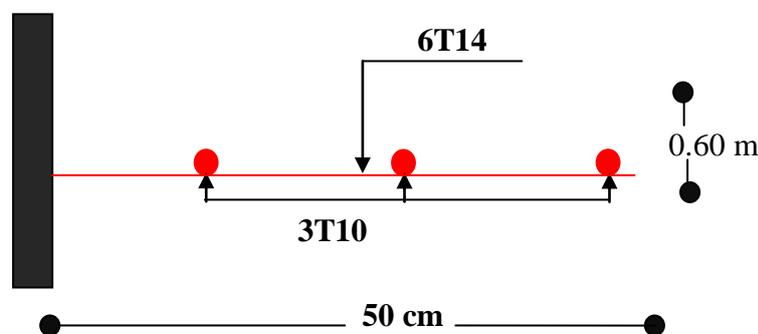


Figure.VI.7. Schéma de ferrailage du débord de radier.

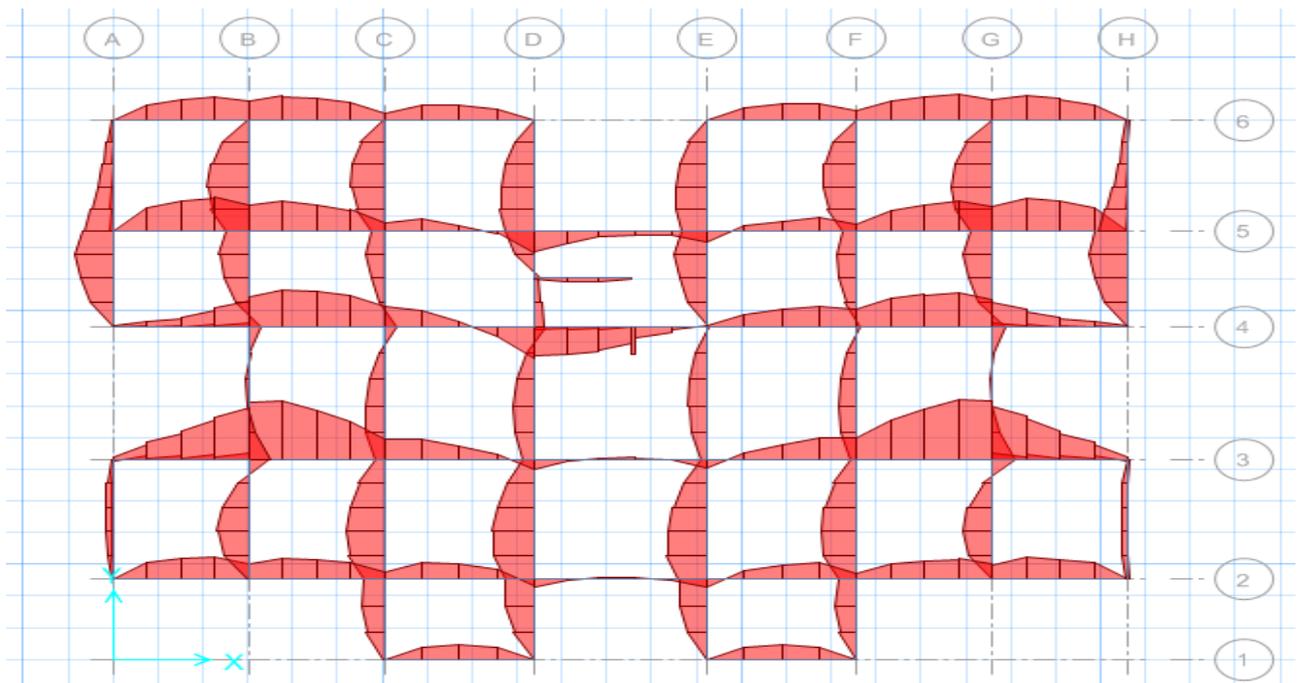
## VI.7. Calcul des nervures :

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « **SAFE 16.0.2** » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

### VI.7.1. Démarches de modélisation de notre radier :

Lors de modélisation de notre structure dans SAFE, on a suivi les étapes suivantes :

1. Depuis ETABS exporter la base de la structure avec le chargement.
2. Importer la base sur SAFE.
3. Définition du matériau.
4. Définition du radier et des nervures dans SAFE.
5. Modélisation du radier et des nervures.
6. Définition de la raideur moyenne du sol.
7. Analyse et exploitation des résultats.



**Figure VI.8. Diagrammes des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 16.**

### VI.7.2. Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

➤ **ELU :**

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>M<sub>U</sub> (KN, m)</b>	640,85	584,22	437,75	352,88

<b>b (m)</b>	0,5	0,5	0,5	0,5
<b>h (m)</b>	1	1	1	1
<b>d (m)</b>	0,9	0,9	0,9	0,9
$\mu_{bu}$	0,111	0,101	0,076	0,061
$\alpha$	0,147	0,133	0,098	0,079
<b>F<sub>su</sub> (Mpa)</b>	348	348	348	348
<b>F<sub>bu</sub> (Mpa)</b>	14,2	14,2	14,2	14,2
<b>Z (cm)</b>	84,71	85,21	86,47	87,15
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	21,73	19,70	14,54	11,63
<b>A<sub>s min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	5,43	5,43	5,43	5,43
<b>Choix des barres</b>	<b>4T25+2T14</b>	<b>4T25+2T14</b>	<b>4T20+2T14</b>	<b>4T20</b>
<b>A<sub>s adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	22,72	22,72	15 ,65	12,57

Tableau VI.11. Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.

➤ l'ELS :

	sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>Ms (KN.m)</b>	405,42	286,15	319,33	258,35
<b>Ast (cm)</b>	22,72	22,72	15 ,65	12,57
<b>Y (cm)</b>	28,85	28,85	24,75	22,55
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	1674569,51	1674569,51	1252144,82	1048920,88
<b>K(N/mm<sup>3</sup>)</b>	0,024	0,018	0,0255	0,0246
$\sigma_{bc}$ (MPa)	6,92	5,19	6,31	5,54
$\sigma_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier
$\sigma_{st}$ (MPa)	220,14	165,105	249,58	248,89
$\sigma_{st}$ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$	Non vérifier	Non vérifier	Non Vérifier	Non vérifier

Tableau.VI.12.Vérification des contraintes à l'ELS.

### VI.7.2.1 Calcul des armatures à l'ELS :

Le calcul à l'ELS sera comme suite :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$\mu_s$	$\beta$	$A_{ser}$ ( $\text{cm}^2$ )	$K$	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc}$ < $\bar{\sigma}_{bc}$	$A_S$ adopté ( $\text{cm}^2$ )
$M_{ax} = 405,42$	0,0060	0,8795	31,05	26,49	6,22	Vérifier	8T20+4T14
$M_{tx}=286,15$	0,0042	0,8963	21,5	33,21	4,96	Vérifier	8T20
$M_{ay} = 319,33$	0,0048	0,8902	24,16	30,54	5,40	Vérifier	8T20
$M_{ty}=258,35$	0,0038	0,9006	19,32	35,32	4,67	Vérifier	4T20+4T16

**Tableau VI.13. Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS.**

#### ➤ Les armatures de peau :

Les armatures de peau calcule par :

- $A_p = 0,1\% b \times h.$
- $A_p = \frac{0,1 \times 50 \times 100}{100} = 5 \text{ cm}^2.$

On adopte au milieu de la section de nervure : **4T14** = 6,16cm<sup>2</sup>.

#### ➤ Les armatures transversales :

##### Espacement :

D'après L'RPA (RPA99/V2003-art.7.5.2.2) les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 1,2\phi\right) = \min(25; 16,8) = 15\text{cm.}$

Donc on choisit :

Dans les zones courante:  $S_t = 15\text{cm.}$

Dans les zones nodales:  $S_t = 10\text{cm.}$

➤ **Diamètre des armatures transversal :**

**C.B.A :**

- $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4.$

- $A_t = \frac{0,4 \times 50 \times 10}{400} = 0,5 \text{ cm}^2.$

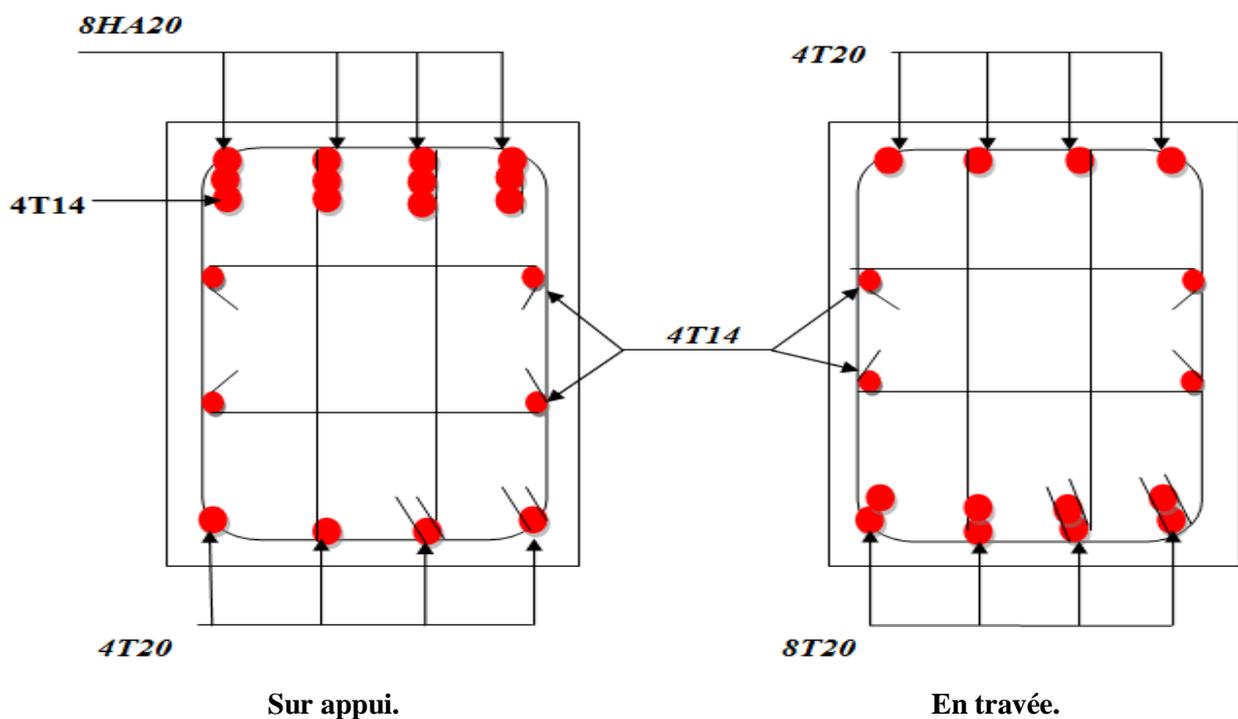
**RPA :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

- $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 4 cadres de Ø8.



**Figure.VI.9. Ferrailage de nervure sens X**

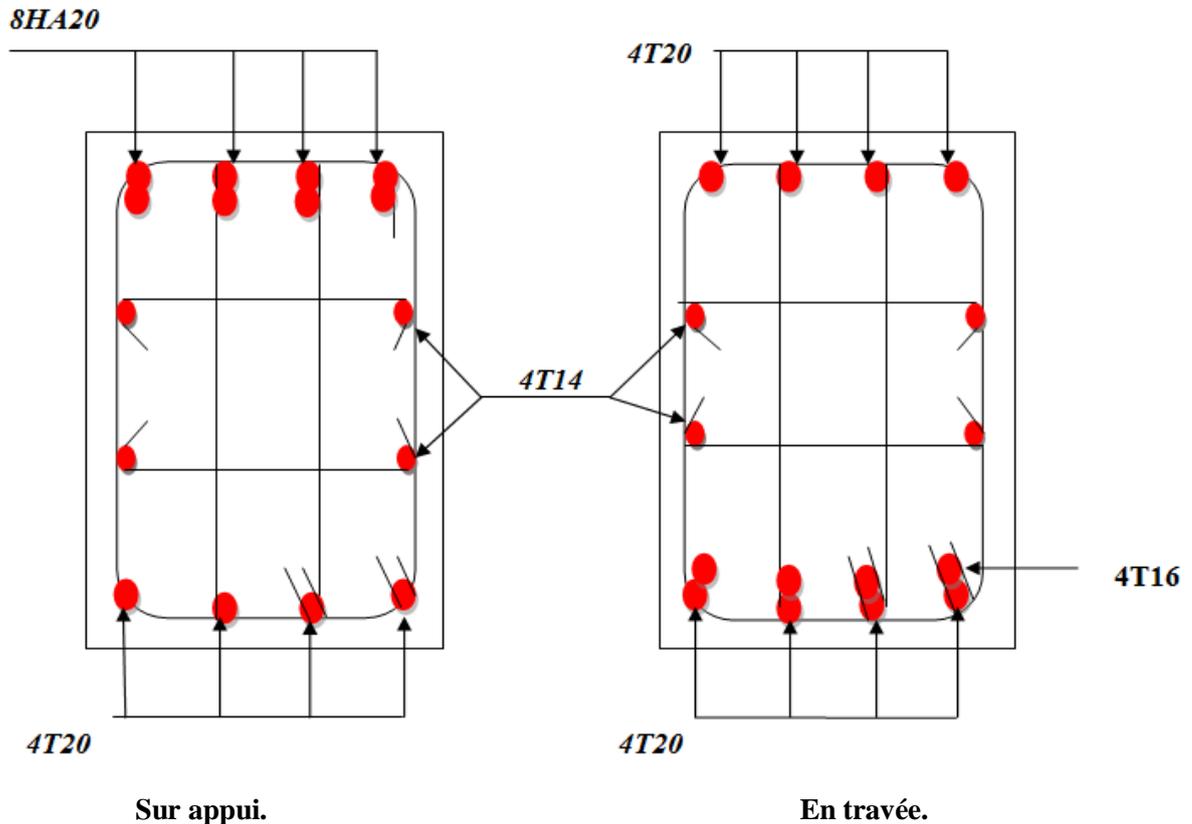


Figure.VI.10. Ferrailage de nervure sens Y.

## VI.8. Calcul des éléments de soutènement :

### VI.8.1. Introduction :

Le voile périphérique a pour but d'accroître la rigidité de la base et de service D'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par **RPA99VERSION 2003**.

Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le RPA 99 VERSION 2003 exige pour les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Épaisseur supérieure et égale  $\geq 15$  cm.

Les armatures sont constituées à 0.10% dans les deux sens

### VI.8.2. Dimensionnement du voile :

- Épaisseur :  $e = 20$  cm.
- Hauteur :  $H = 4,9$ m.

**VI.8.3. Calcul de la poussée de terre :**

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h - 2 \times C \times \sqrt{K_a}$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$$

Avec :

- $\gamma$  : Poids volumique du remblai, ( $\gamma = 18,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ ).
- $\sigma_h$  : contrainte horizontale.
- $h$  : Hauteur entre nus du mur voile  $0 \leq h \leq 3,23$  m.
- $C$  : Cohésion du sol (Sol non cohérent)  $C = 0$ .
- $\varphi$  : Angle de frottement ( $\varphi = 30^\circ$ ).
- $K_a$  : Coefficient de poussée de terre.

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0,33 \times 18,5 \times 4,9 = 29,91 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

**VI.8.4. Calcul de la poussée due aux surcharges :**

$$\sigma_q = K_a \times q$$

Avec :  $q_u$  : Contrainte éventuelle d'exploitation.  $q = 10$  KPa

$$\sigma_q = 3,33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

**➤ ELU :**

$$\sigma_u = 1,35 \sigma_h(h) + 1,5 \sigma_q$$

- Pour  $h = 0$   $\sigma_{\min}(0) = 4,99 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
- Pour  $h = 4,9$  m  $\sigma_{\max}(4,9) = 45,37 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

$$\text{Contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 35,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

**➤ ELS:**

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_h(h) + \sigma_q$$

- Pour  $h = 0$   $\sigma_{\min}(0) = 3,33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .
- Pour  $h = 4,9$  m  $\sigma_{\max}(3,10) = 33,24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .

$$\text{Contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 25,76 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

La charge uniformément répartie appliquée sur les voiles par mètre linéaire est :

$$P_u = 35,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \text{ et } P_{\text{ser}} = 25,76 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

### VI.8.5. Méthode de calcul :

Les murs sont calculés comme une dalle plane supposé uniformément chargée par la Poussé de terre.

Le panneau à étudier est de dimension  $(5.15 \times 3.10) \text{ m}^2$ , et d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

Calcul le rapport  $\frac{L_x}{L_y}$  :

$$- \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,9}{5,10} = 0,96 \text{ m} > 0,4.$$

Donc La dalle travaille dans les deux sens.

#### ➤ À l'ELU :

- $\mu_x = 0,0401$ .
- $\mu_y = 0,9092$ .

### VI.8.6. Calcul des sollicitations :

- $M_{0x} = \mu_x * q * L_x^2$ . Bonde // a  $l_x$ .
- $M_{0y} = \mu_y * M_x$ . Bonde // a  $l_y$ .

Panneau	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$\alpha$	$q_u(\text{KN})$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} (\text{KN. m})$	$M_{0y} (\text{KN. m})$
<b>5,10X4,9</b>	4,9	5,10	0,96	35,27	0,0401	0,9092	33,95	30,86

Tableau VI.14. Les sollicitations à l'ELU.

### VI.8.7. Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé pour reprendre la pousse des terres et une surcharge de

$10 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$  répartie sur le sol avoisinant et les charges horizontales et verticales.

On devra disposer le ferrailage suivant :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

#### ➤ Calcul des sections d'armatures :

- Moment en travée :  $(M_{tx} = 0,85. M_x; M_{ty} = 0,85. M_y)$ .
- Moment sur appuis :  $(M_{ax} = 0,50. M_x ; M_{ay} = 0,50. M_y)$ .
-

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_U$ (KN, m)	28,85	16,97	26,23	15,43
$b$ (m)	1	1	1	1
$h$ (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
$d$ (m)	0,18	0,18	0,18	0,18
$\mu_{bu}$	0,062	0,036	0,057	0,033
$\alpha$	0,08	0,045	0,073	0,041
$Z$ (cm)	17,42	17,67	17,58	17,70
$F_{su}$ (Mpa)	348	348	348	348
$F_{bu}$ (Mpa)	14,2	14,2	14,2	14,2
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	4,75	2,75	4,28	2,5
$A_{s \min}$ (cm <sup>2</sup> )	2,17	2,17	2,17	2,17
$A_{s \min \text{ RPA}}$ (cm <sup>2</sup> )	2,00	2,00	2,00	2,00
Choix des barres	<b>7T10</b>	<b>7T10</b>	<b>7T10</b>	<b>7T10</b>
$A_{s \text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	5,50	5,50	5,50	5,50

Tableau VI.15. Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU.

➤ **Ferrailage minimal :**

Condition de non fragilité : selon BAEL :

Pour Fe E400 :

$$- \text{selon } A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Selon le RPA :

$$- A_{RPA} = 0,1\% b \times h.$$

➤ **À ELS :**

$$- \mu_x = 0,0474$$

$$- \mu_y = 0,9385.$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$- M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2. \text{ Bonde // a } l_x.$$

$$- M_{0y} = \mu_y \times M_x. \text{ Bonde // a } l_y.$$

-

Panneau	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	α	q <sub>s</sub> (KN)	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	M <sub>ox</sub> (KN.m)	M <sub>oy</sub> (KN.m)
5,10X4,9	4,9	5,10	0,96	25,76	0,0474	0,9385	29,31	27,50

**Tableau VI.16. Les sollicitations à l'ELS.**

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

- Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85.M_x$ ;  $M_{ty} = 0,85.M_y$ ).
- Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,50.M_x$  ;  $M_{ay} = 0,50.M_y$ ).

**VI.8.8. Vérification à l'ELS :**

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M <sub>ser</sub> (KN, m)	24,91	14,65	23,37	13,75
h (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
d (m)	0,18	0,18	0,18	0,18
y (cm)	4,05	4,05	4,05	4,05
I( cm <sup>4</sup> )	13686,15	13686,15	13686,15	13686,15
K (N/mm <sup>3</sup> )	0,182	0,107	0,170	0,100
σ <sub>st adm</sub> (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
σ <sub>bc adm</sub> (MPa)	15	15	15	15
σ <sub>bc</sub> (MPa)	7,37	4,33	6,88	4,05
σ <sub>st</sub> (MPa)	380,83	223,89	355,72	380
σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc adm</sub>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
σ <sub>st</sub> ≤ σ <sub>st adm</sub>	<b>CNV</b>	<b>CNV</b>	<b>CNV</b>	<b>CNV</b>

**Tableau VI.17. Vérification à l'ELS**

➤ **Calcul les armatures à l'ELS :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$M_{ser}(KN.m)$	$\mu_s$	<b>B</b>	$A_{ser}$ ( $cm^2$ )	<b>K</b>	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc}$ < $\bar{\sigma}_{bc}$	$A_S$ adopté ( $cm^2$ )	$S_t$ ( $cm$ )
$M_{tx}=24,91$	0,0046	0,8922	9,40	31,37	12,13	Vérifier	5T16=10,05	15
$M_{ax}=14,65$	0,0028	0,9131	5,40	42,53	5,26	Vérifier	5T12=5,65	15
$M_{ty}=23,37$	0,0044	0,8942	8,80	32,25	11,03	Vérifier	5T16=10,05	15
$M_{ay}=13,75$	0,0024	0,9188	5,03	46,61	8,15	Vérifier	5T12=5,65	15

Tableau VI.18. Ferrailage à l'ELS.

➤ . Distributions constructives :

L'espacement des barres doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

-  $S_t = \min[1.5e; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}.$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}.$

L'espacement à l'extrémité est  $\frac{S_t}{2}$  le long d'une longueur égale à  $\frac{1}{10}$ .

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$ , en zone nodale.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- $40\emptyset = 50 \text{ cm}$  Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset = 25 \text{ cm}$  Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

## VI.8.9. Schéma de ferrailage

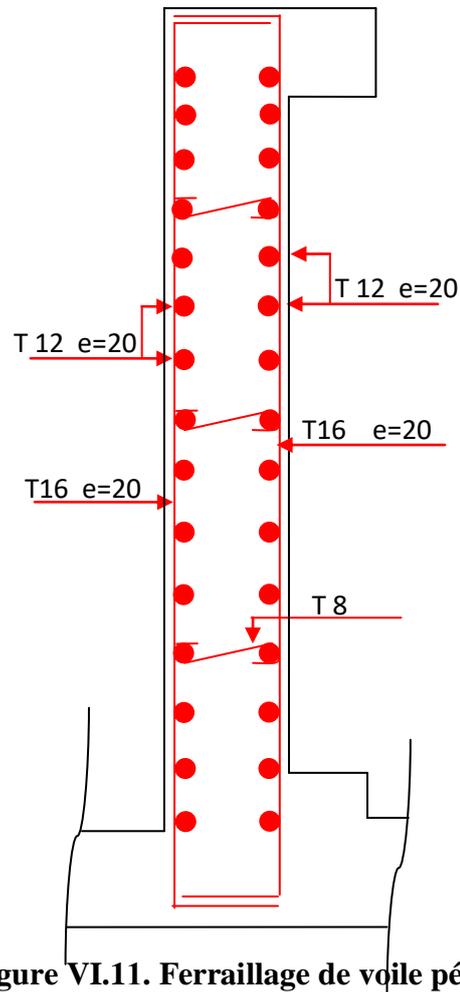


Figure VI.11. Ferrailage de voile périphérique.

## VI.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé et Dimensionné notre infrastructure, pour assurer la stabilité et la bonne transmission Des charges au sol en adoptant un radier Général.

---



## **Conclusion Générale**

---



## Conclusion général

---

### Conclusion général :

L'étude de ce projet nous a permis, connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un master et d'utiliser le logiciel ETAPS pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre d'information . Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.

- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- ✓ L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- ✓ L'économie du projet par estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire pour les différents éléments. En effet, le dimensionnement nous conduit à des sections économiques ceci en respectant les règlements en vigueur.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier général est le type de fondation le plus adéquat et plus économique aussi pour notre structure.

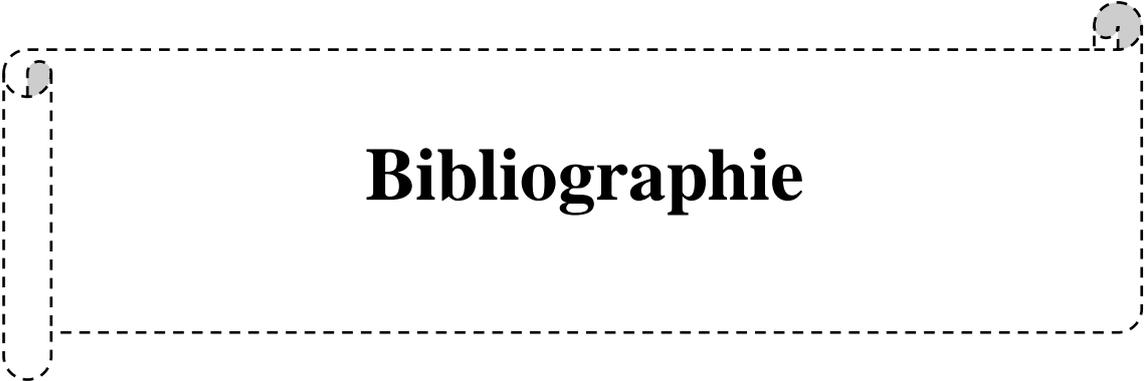
Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux utilisé laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, Il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver à être de bons ingénieurs, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions

---

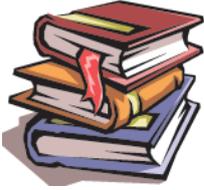
---



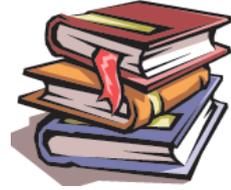
**Bibliographie**

---

---



# Bibliographie



## Règlement :

-  Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
-  Document technique règlementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
-  Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
-  Béton armé aux états limites **BAEL91**.

## COURS :

-  Béton armé.
-  Résistances des matériaux.
-  Dynamique des structures.
-  Bâtiments.
-  Matériaux de construction.

## Thèses fin d'étude :

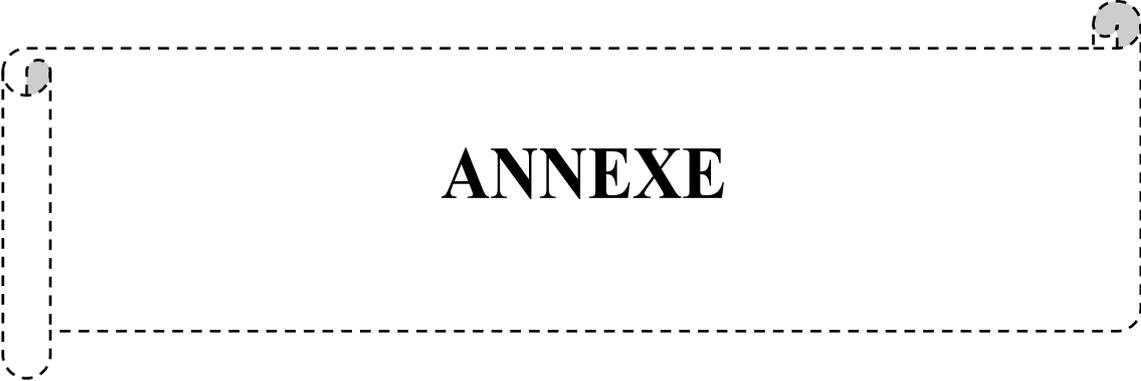
-  Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
-  Mémoires de fin d'études, l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

## Logiciels :

- ❖ ETABS.9.
- ❖ AUTOCAD 2010.
- ❖ SOCOTEC.
- ❖ SAFE 16.0.2
- ❖ EXCEL
- ❖ WORD

---

---



**ANNEXE**

---

---

**ANNEXE 1**

**SECTION RÉELLES D'ARMATURES**

**Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm**

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,00	3,14	4,91	8,04	<b>12,57</b>
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	<b>25,13</b>
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	<b>37,70</b>
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	<b>50,27</b>
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	<b>62,83</b>
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	<b>75,40</b>
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	<b>87,96</b>
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	<b>100,53</b>
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	<b>113,10</b>
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	<b>125,66</b>
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	<b>138,23</b>
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	<b>150,88</b>
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	<b>163,36</b>
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	<b>175,93</b>
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	<b>188,50</b>
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	<b>201,06</b>
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	<b>213,63</b>
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	<b>226,20</b>
19	3,73	5,38	9,55	14,93	21,49	29,29	38,29	59,68	93,69	152,89	<b>238,77</b>

	73	37	5	92	49	25	20	69	27	81	<b>76</b>
<b>20</b>	<b>3,93</b>	<b>5,65</b>	<b>10,05</b>	<b>15,71</b>	<b>22,62</b>	<b>30,79</b>	<b>40,21</b>	<b>62,83</b>	<b>98,17</b>	<b>160,85</b>	<b>251,33</b>

## ANNEXE 2

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,110 1	0,250 0	0,112 1	0,2854	<b>0,71</b>	0,067 1	0,447 1	0,073 1	<b>0,594</b>
<b>0,41</b>	0,108 8	0,250 0	0,111 0	0,2924	<b>0,72</b>	0,065 8	0,462 4	0,071 9	<b>0,6063</b>
<b>0,42</b>	0,107 5	0,250 0	0,109 8	0,3000	<b>0,73</b>	0,064 6	0,478 0	0,070 8	<b>0,6188</b>
<b>0,43</b>	0,106 2	0,250 0	0,108 7	0,3077	<b>0,74</b>	0,063 3	0,493 8	0,069 6	<b>0,6315</b>
<b>0,44</b>	0,104 9	0,250 0	0,107 5	0,3155	<b>0,75</b>	0,062 1	0,510 5	0,068 4	<b>0,6447</b>
<b>0,45</b>	0,103 6	0,250 0	0,106 3	0,3234	<b>0,76</b>	0,060 8	0,527 4	0,067 2	<b>0,658</b>
<b>0,46</b>	0,102 2	0,250 0	0,105 1	0,3319	<b>0,77</b>	0,059 6	0,544 0	0,066 1	<b>0,671</b>
<b>0,47</b>	0,100 8	0,250 0	0,103 8	0,3402	<b>0,78</b>	0,058 4	0,560 8	0,065 0	<b>0,6841</b>
<b>0,48</b>	0,099 4	0,250 0	0,102 6	0,3491	<b>0,79</b>	0,057 3	0,578 6	0,063 9	<b>0,6978</b>
<b>0,49</b>	0,098 0	0,250 0	0,101 3	0,3580	<b>0,80</b>	0,056 1	0,595 9	0,062 8	<b>0,7111</b>
<b>0,50</b>	0,096 6	0,250 0	0,100 0	0,3671	<b>0,81</b>	0,055 0	0,613 5	0,061 7	<b>0,7246</b>
<b>0,51</b>	0,095 1	0,250 0	0,098 7	0,3758	<b>0,82</b>	0,053 9	0,631 3	0,060 7	<b>0,7381</b>
<b>0,52</b>	0,093 7	0,250 0	0,097 4	0,3853	<b>0,83</b>	0,052 8	0,649 4	0,059 6	<b>0,7518</b>
<b>0,53</b>	0,092 2	0,250 0	0,096 1	0,3949	<b>0,84</b>	0,051 7	0,667 8	0,058 6	<b>0,7655</b>
<b>0,54</b>	0,090 8	0,250 0	0,094 8	0,4050	<b>0,85</b>	0,050 6	0,686 4	0,057 6	<b>0,7794</b>
<b>0,55</b>	0,089 4	0,250 0	0,093 6	0,4150	<b>0,86</b>	0,049 6	0,705 2	0,056 6	<b>0,7932</b>

<b>0,56</b>	0,088 0	0,250 0	0,092 3	0,4254	<b>0,87</b>	0,048 6	0,724 4	0,055 6	<b>0,8074</b>
<b>0,57</b>	0,086 5	0,258 2	0,091 0	0,4357	<b>0,88</b>	0,047 6	0,743 8	0,054 6	<b>0,8216</b>
<b>0,58</b>	0,085 1	0,270 3	0,089 7	0,4462	<b>0,89</b>	0,046 6	0,763 5	0,053 7	<b>0,5358</b>
<b>0,59</b>	0,083 6	0,282 2	0,088 4	0,4565	<b>0,90</b>	0,045 6	0,783 4	0,052 8	<b>0,8502</b>
<b>0,60</b>	0,082 2	0,294 8	0,087 0	0,4672	<b>0,91</b>	0,044 7	0,803 6	0,051 8	<b>0,8646</b>
<b>0,61</b>	0,080 8	0,307 5	0,085 7	0,4781	<b>0,92</b>	0,043 7	0,825 1	0,050 9	<b>0,8799</b>
<b>0,62</b>	0,079 4	0,320 5	0,084 4	0,4892	<b>0,93</b>	0,042 8	0,845 0	0,050 0	<b>0,8939</b>
<b>0,63</b>	0,077 9	0,333 8	0,083 1	0,5004	<b>0,94</b>	0,041 9	0,866 1	0,049 1	<b>0,9087</b>
<b>0,64</b>	0,076 5	0,347 2	0,081 9	0,5117	<b>0,95</b>	0,041 0	0,887 5	0,048 3	<b>0,9236</b>
<b>0,65</b>	0,075 1	0,361 3	0,080 5	0,5235	<b>0,96</b>	0,040 1	0,909 2	0,047 4	<b>0,9385</b>
<b>0,66</b>	0,073 7	0,375 3	0,079 2	0,5351	<b>0,97</b>	0,039 2	0,932 2	0,046 5	<b>0,9543</b>
<b>0,67</b>	0,072 3	0,389 5	0,078 0	0,5469	<b>0,98</b>	0,038 4	0,954 5	0,045 7	<b>0,9694</b>
<b>0,68</b>	0,071 0	0,403 4	0,076 7	0,5584	<b>0,99</b>	0,037 6	0,977 1	0,044 9	<b>0,9847</b>
<b>0,69</b>	0,069 7	0,418 1	0,075 5	0,5704	<b>1</b>	0,036 8	1	0,044 1	<b>1</b>
<b>0,70</b>	<b>0,068 4</b>	<b>0,432 0</b>	<b>0,074 3</b>	<b>0,5817</b>					

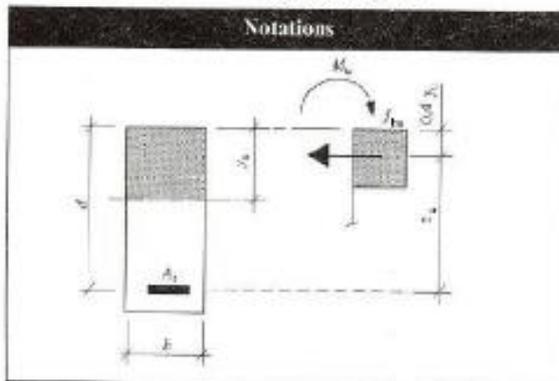
# ANNEXE 3

## Annexe

# 4

## Tableaux de calcul à l'E.L.U.R.

- Flexion simple – Section rectangulaire
- Aciers naturels:  $f_e$  E 400 →  $\odot$   
 $f_e$  E 500 →  $\ominus$
- Béton: diagramme rectangulaire simplifié



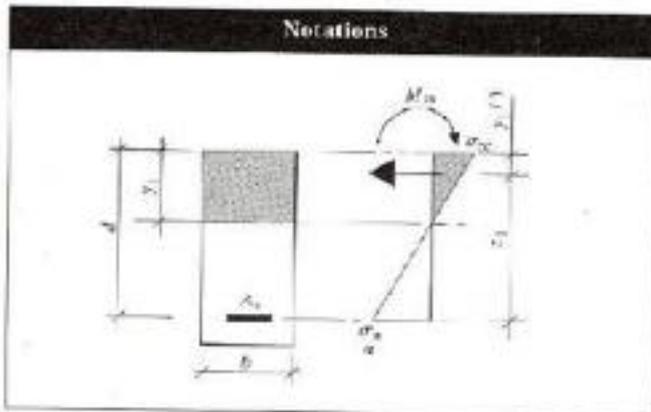
Contraintes de calcul	Paramètres
<p><b>Béton</b></p> $f_{cd} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$ $\gamma_b = 1,5$	$\mu_{tu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{tu}}$ $\alpha_s = \frac{y_c}{d}$ $\beta_u = \frac{z_u}{d}$
<p><b>Acier</b></p> $f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$ $\gamma_s = 1,15$	<p><math>e_{st}</math> : allongement armature <math>A_s</math></p> <p><math>p_u</math> : pourcentage mécanique</p> $p_u = \frac{A_s}{b d} \cdot \frac{f_{sk}}{f_{sk}}$

$M_u$	$\alpha_s$	$\beta_u$	$e_{st}$	$p_u$	
				$\odot$	$\ominus$
0,000	0,000	1,0000	10,000	0,000	0,000
0,002	0,005	0,9990	10,000	0,002	0,002
0,004	0,009	0,9980	10,000	0,004	0,004
0,006	0,013	0,9970	10,000	0,006	0,006
0,008	0,017	0,9960	10,000	0,008	0,008
0,010	0,021	0,9950	10,000	0,010	0,010
0,012	0,025	0,9940	10,000	0,012	0,012
0,014	0,029	0,9930	10,000	0,014	0,014
0,016	0,033	0,9919	10,000	0,016	0,016
0,018	0,037	0,9909	10,000	0,018	0,018
0,020	0,041	0,9899	10,000	0,020	0,020
0,022	0,045	0,9889	10,000	0,022	0,022
0,024	0,049	0,9879	10,000	0,024	0,024
0,026	0,053	0,9868	10,000	0,026	0,026
0,028	0,057	0,9858	10,000	0,028	0,028
0,030	0,061	0,9848	10,000	0,030	0,030
0,032	0,065	0,9837	10,000	0,032	0,032
0,034	0,069	0,9827	10,000	0,034	0,034
0,036	0,073	0,9817	10,000	0,036	0,036
0,038	0,077	0,9806	10,000	0,038	0,038
0,040	0,081	0,9796	10,000	0,040	0,040
0,042	0,085	0,9785	10,000	0,042	0,042
0,044	0,089	0,9775	10,000	0,044	0,044
0,046	0,093	0,9764	10,000	0,046	0,046
0,048	0,097	0,9754	10,000	0,048	0,048
0,050	0,101	0,9743	10,000	0,050	0,050
0,052	0,105	0,9733	10,000	0,052	0,052
0,054	0,109	0,9722	10,000	0,054	0,054
0,056	0,113	0,9712	10,000	0,056	0,056
0,058	0,117	0,9701	10,000	0,058	0,058
0,060	0,121	0,9690	10,000	0,060	0,060
0,062	0,125	0,9680	10,000	0,062	0,062
0,064	0,129	0,9669	10,000	0,064	0,064
0,066	0,133	0,9658	10,000	0,066	0,066
0,068	0,137	0,9648	10,000	0,068	0,068
0,070	0,141	0,9637	10,000	0,070	0,070
0,072	0,145	0,9626	10,000	0,072	0,072
0,074	0,149	0,9615	10,000	0,074	0,074
0,076	0,153	0,9604	10,000	0,076	0,076
0,078	0,157	0,9593	10,000	0,078	0,078
0,080	0,161	0,9583	10,000	0,080	0,080
0,082	0,165	0,9572	10,000	0,082	0,082
0,084	0,169	0,9561	10,000	0,084	0,084
0,086	0,173	0,9550	10,000	0,086	0,086
0,088	0,177	0,9539	10,000	0,088	0,088
0,090	0,181	0,9528	10,000	0,090	0,090
0,092	0,185	0,9517	10,000	0,092	0,092
0,094	0,189	0,9506	10,000	0,094	0,094
0,096	0,193	0,9494	10,000	0,096	0,096
0,098	0,197	0,9483	10,000	0,098	0,098

# Annexe 5

## Tableaux de calcul à l'E.L.S.

- Flexion simple - Section rectangulaire
  - Aciers
  - Béton
- domaine élastique  $n = 15$



Contraintes de calcul	Paramètres
<p>Béton</p> <p><math>\sigma_{bc}</math></p> <p>Limite réglementaire</p> <p><math>\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cd}</math></p>	$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{st}}$ $K = \frac{\sigma_c}{\sigma_{bc}}$ $\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{bc}}$ $\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$ $\beta_1 = \frac{z_1}{d}$ $\rho = \frac{A_s}{b d}$
<p>Acier</p> <p><math>\sigma_{st}</math></p> <p>Limite réglementaire</p> <p><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (cf. BAEL)</p>	

$\mu_s$	K	$\mu_b$	$\alpha_1$	$\beta_1$	100 $\rho$
0.0000	0.00	0.0000	0.000	1.0000	0.000
0.0002	103.07	0.0060	0.475	0.9799	0.021
0.0004	127.22	0.0097	0.475	0.9549	0.041
0.0006	102.14	0.0133	0.476	0.9273	0.063
0.0008	87.23	0.0168	0.477	0.8981	0.084
0.0010	77.24	0.0203	0.478	0.8677	0.106
0.0012	69.57	0.0234	0.479	0.8360	0.127
0.0014	63.72	0.0262	0.481	0.8028	0.150
0.0016	59.02	0.0288	0.483	0.7675	0.173
0.0018	55.15	0.0312	0.484	0.7307	0.194
0.0020	51.89	0.0333	0.486	0.6925	0.216
0.0022	49.07	0.0351	0.488	0.6529	0.239
0.0024	46.61	0.0367	0.490	0.6119	0.261
0.0026	44.43	0.0381	0.492	0.5695	0.284
0.0028	42.53	0.0393	0.494	0.5257	0.307
0.0030	40.79	0.0404	0.496	0.4804	0.330
0.0032	39.23	0.0413	0.497	0.4338	0.353
0.0034	37.82	0.0421	0.498	0.3859	0.375
0.0036	36.51	0.0428	0.499	0.3369	0.398
0.0038	35.32	0.0434	0.500	0.2868	0.422
0.0040	34.22	0.0439	0.500	0.2358	0.445
0.0042	33.21	0.0443	0.501	0.1839	0.469
0.0044	32.28	0.0446	0.501	0.1312	0.493
0.0046	31.43	0.0448	0.502	0.0777	0.516
0.0048	30.64	0.0449	0.502	0.0235	0.539
0.0050	29.91	0.0449	0.503	0.0000	0.563
0.0052	29.24	0.0448	0.503	0.0000	0.587
0.0054	28.64	0.0446	0.503	0.0000	0.610
0.0056	28.09	0.0443	0.503	0.0000	0.634
0.0058	27.58	0.0439	0.503	0.0000	0.658
0.0060	27.11	0.0434	0.503	0.0000	0.682
0.0062	26.67	0.0428	0.503	0.0000	0.706
0.0064	26.27	0.0421	0.503	0.0000	0.730
0.0066	25.90	0.0413	0.503	0.0000	0.754
0.0068	25.56	0.0404	0.503	0.0000	0.778
0.0070	25.25	0.0394	0.503	0.0000	0.802
0.0072	24.97	0.0383	0.503	0.0000	0.826
0.0074	24.71	0.0371	0.503	0.0000	0.850
0.0076	24.47	0.0358	0.503	0.0000	0.874
0.0078	24.25	0.0344	0.503	0.0000	0.901
0.0080	24.04	0.0329	0.503	0.0000	0.925
0.0082	23.85	0.0313	0.503	0.0000	0.950
0.0084	23.67	0.0296	0.503	0.0000	0.975
0.0086	23.51	0.0278	0.503	0.0000	1.000
0.0088	23.36	0.0259	0.503	0.0000	1.024
0.0090	23.22	0.0239	0.503	0.0000	1.049
0.0092	23.09	0.0218	0.503	0.0000	1.073
0.0094	22.97	0.0195	0.503	0.0000	1.098
0.0096	22.86	0.0171	0.503	0.0000	1.123
0.0098	22.76	0.0145	0.503	0.0000	1.148