

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**

**MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES**

**Spécialité : Structure**

**ÉTUDE D'UN BATIMENT R+8+SOUS-SOL EN BETON  
ARMÉ A USAGE MULTIPLE**

Présenté par :

**BENIDDIR Mohamed Fateh**

**GUEMANE Karim**

Devant le jury composé de :

Promotrice : N.BENTLEMSAN

Blida. Septembre 2020





**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**

**MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES**

**Spécialité : Structure**

**ÉTUDE D'UN BATIMENT R+8+SOUS-SOL EN BETON  
ARMÉ A USAGE MULTIPLE**

Présenté par :

**BENIDDIR Mohamed Fateh**

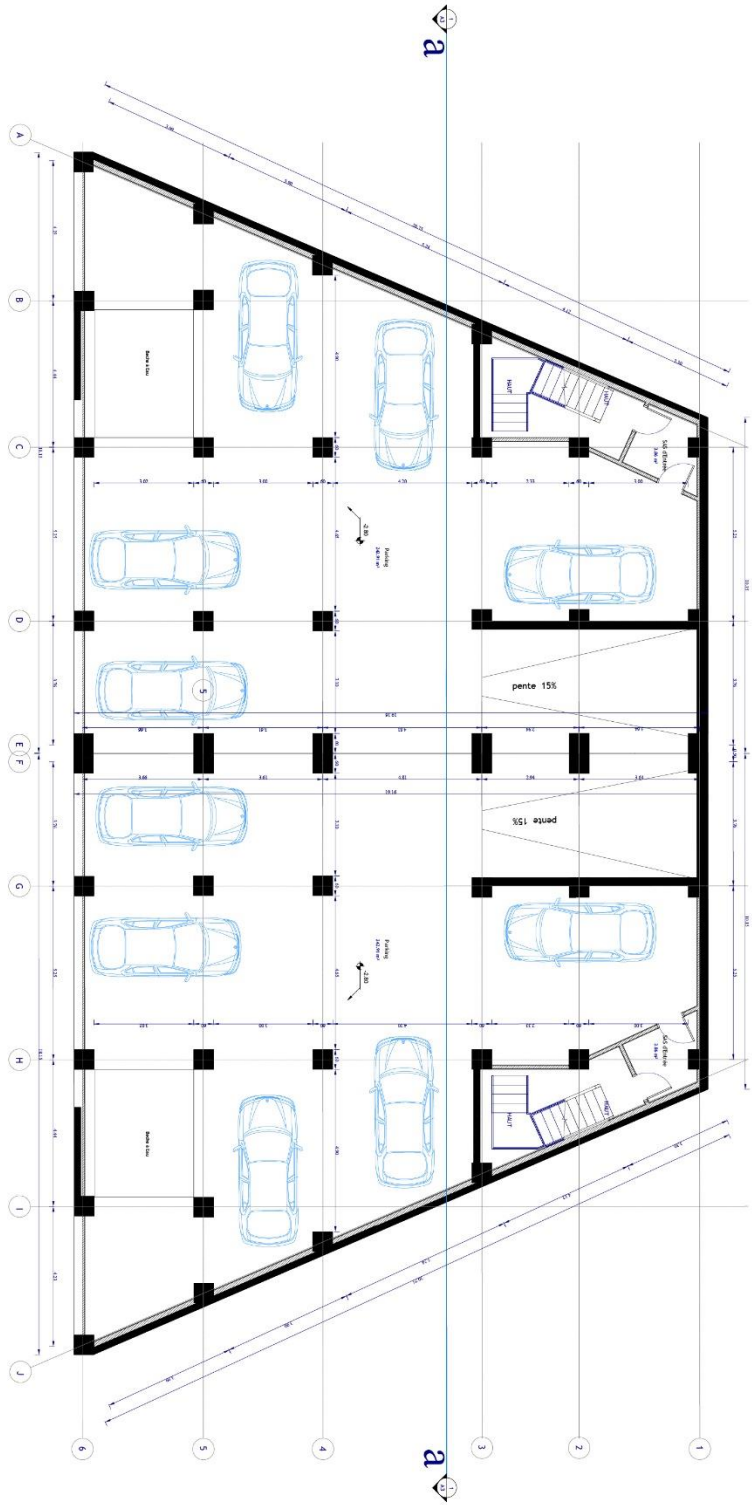
**GUEMANE Karim**

Devant le jury composé de :

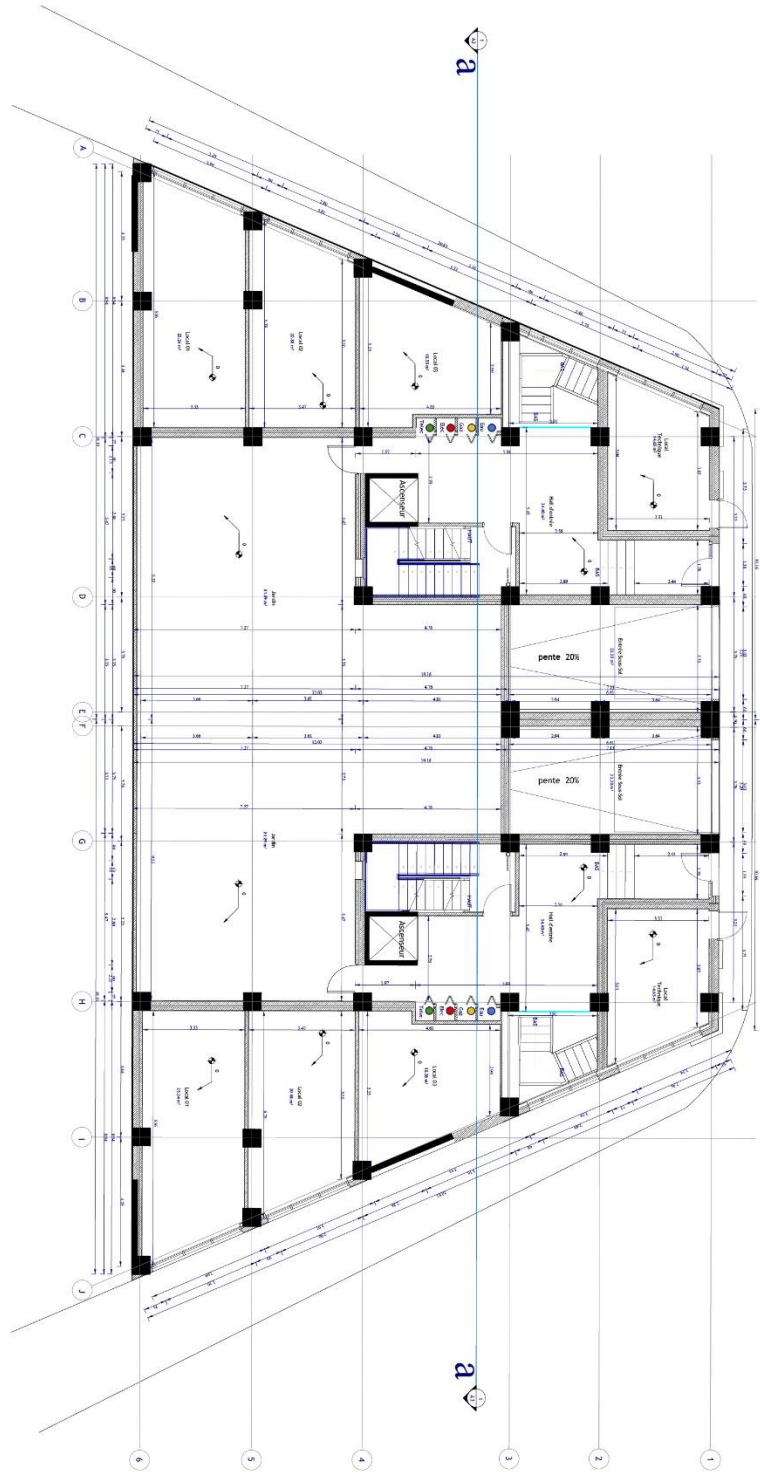
Promotrice : N. BENTLEMSAN

Blida. Septembre 2020

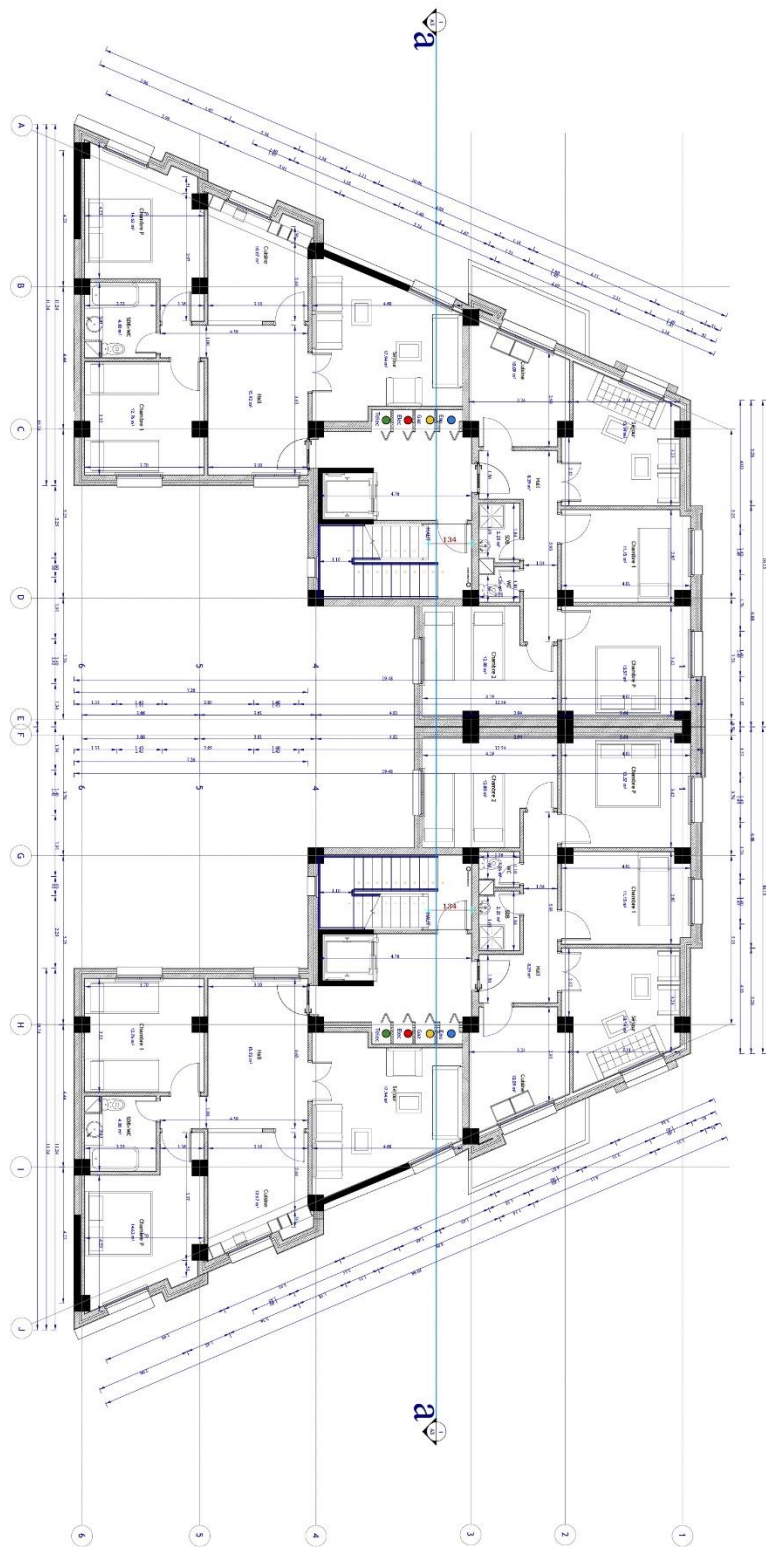




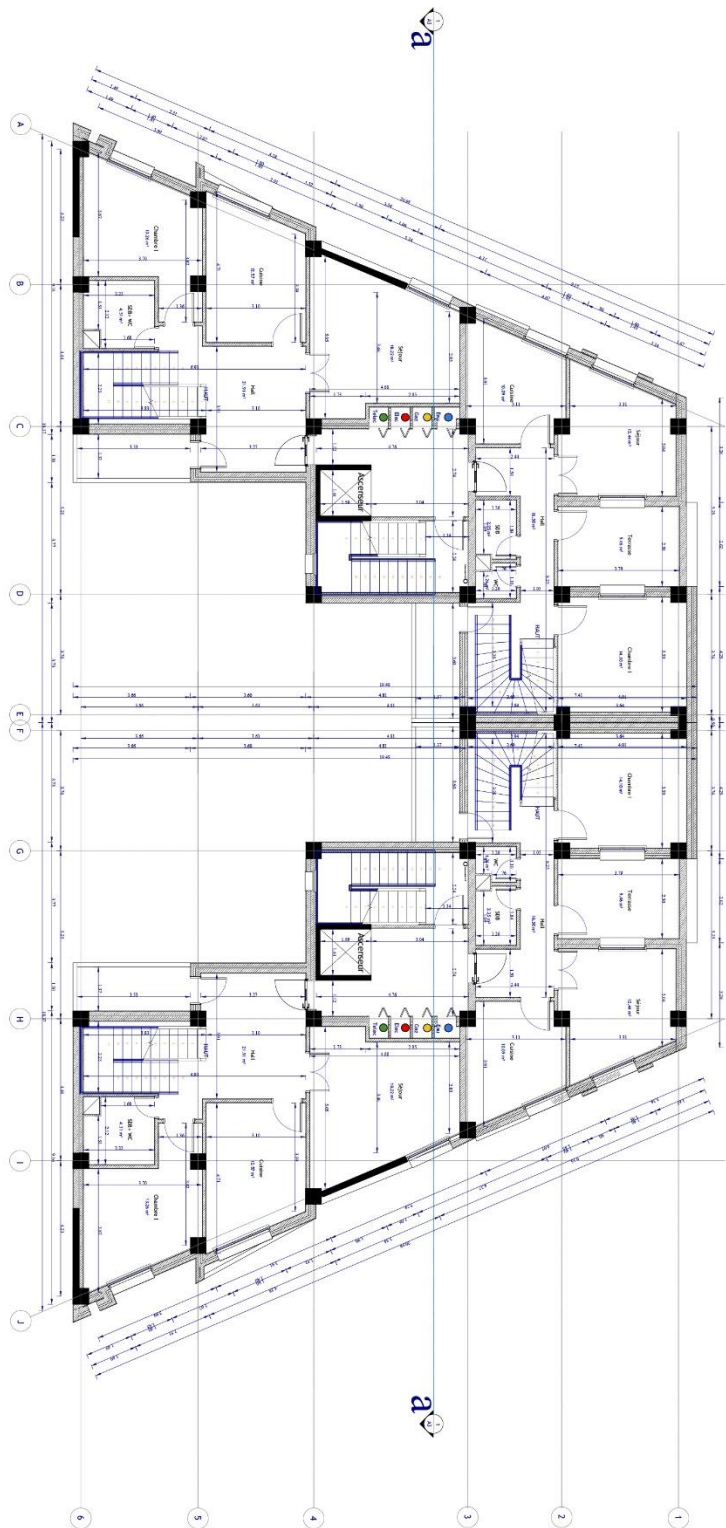
Plan sous-sol



Plan RDC



Plan étage courant 1.2.3.4.5.6



Plan étage courant 7.8





Plan de facade



# ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة لبنائية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران و الأعمدة و الروافد المشكّلة من الخرسانة المسلحة، تتكون من طابق أرضي، وثمانية طوابق، ذات طابع سكني و تجاري و الواقعة في ولاية البليدة و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم-3- وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية. ( RPA99 version ) ( 2003 )

الدراسة الحركية و التحليل الديناميكي للهيكل تمت بإستعمال برنامج آلي (ETABS.V17) بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكّلة للبنائية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر (CBA93 و BAEL91 و RPA99 version 2003).

تمّ تسليح العناصر المقاومة الروافد و الأعمدة بإستعمال برنامج SOCOTEC أما دراسة الجدران الخرسانية تم حسابها يدويا.

**كلمات مفتاحية:** بنائية، تسليح، 93 التحليل الديناميكي، ETABS.V17 الخرسانة المسلحة

## 1. RESUMÉ

Ce projet consiste principalement en l'étude d'une structure à usage d'habitation et commerce de huit étage avec sous-sol (R+8+1SS) contreventée par des voiles et des portiques, la structure est implantée dans la Wilaya de BLIDA classé en zone III selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003).

L'étude et l'analyse dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel (ETABS.V17)

Le prédimensionnement et ferrailage des éléments résistants ont été fait conformément au (BAEL91 Modifié 99, RPA99 version2003 et au CBA93).

Le ferrailage des éléments porteurs poteaux et poutres a été calculée à l'aide du logiciel SOCOTEC, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

**Mots clés:** Structure, Etude dynamique et sismique, Béton armé, ETABS.V17

## ABSTRACT

Among the countries which are subject to intense seismic activity is Algeria, especially in the last decades, when it faced a lot of devastating earthquakes like the one that struck BOUMERDES on MAY 21, 2003 which caused significant human losses and enormous material damage. This one exactly was the turning point of constructions in the whole country, so the Algerian seismic code (**RPA99 version 2003**) was amended according to the losses taken, also the random studies in construction and the absence of monitoring, according to that amending in code it puts a limit to those who breaks the rules and deals with them strictly, because it's the only way to avoid any disasters in the future.

The unfortunate results and disasters generated by seismic stresses proved that we need to take into account the seismic risk in the design of structures, it has become more than necessary that civil engineers should design structures with sufficient rigidity and resistance to the seismic effect because it's the prime priority while taking into account structural, functional, economic, aesthetic aspects and the viability of the look.

With the fast development of construction techniques and due to the shape or area factor, project managers make decisions to construct structures with irregularities in plan or elevation and thus the distribution of stiffness and masses is not homogeneous, which makes the study of seismicity complicated and this is the case for our project structure which is in "Irregular" shape.

This project consists mainly in analysis of a structure for residential and commercial purpose of 8 levels+ one below ground level which is located in BLIDA town, classified in the third III seismic area according to Algerian seismic code (**RPA99 modified on 2003**).

This construction is a mixed building (frame-walls) in reinforced concrete.

The content of our thesis consists of six chapters:

The first chapter consists of the complete presentation of the building like the length, depth, and height, the definition of the various elements like columns and beams, staircase even the elevator and we gave some characteristics about our ground also we mentioned the properties of materials used in our structure for both concrete and steel.

The second chapter presents the pre-dimensioning of structural elements like beams pre-sized according to the regulations **BAEL91 modified on 99**, **RPA99 modified on 2003** and the **CBA93**.

And for the columns to pre-sized it we had to combine the charges from top to bottom for the whole structure and also by respecting the regulation we followed in beams

The 3rd chapter presents the calculation of the non-structural elements (the floors), that we calculated from our tribal gains in the past year

The 4th chapter focuses on the dynamics, the study of how the building is made, the determination of the seismic action and the specific dynamic characteristics of the structure during its vibrations. The study of the building will be made by analyzing the model of the structure in 3D using calculation software **ETABS.V17**.

After delving deeper and studying this building, we encountered many difficulties and obstacles, but perhaps the most difficult one was finding a suitable position and the perfect disposition for the reinforced concrete walls because following the algerian seismic code we need to get two pure translated movement in the first two modes of vibrations ,then you can pass to the other verification , after trying many attempts we reached a satisfactory result.

the 5th chapter consists on the calculation of reinforcement of structural elements, based on the results of the two software ETABS 17 and SOCOTEC, we respected the codes **BAEL91 modified on 99**, **RPA99 modified on 2003** and **the CBA93** as much as we possible ,the result was logical compared to our knowledge.

The last chapter presents the study of the foundations, we decided to use slab foundation which was calculated by the conventional method and because it is suitable for our structure.

An engineer has to be clever, and think about all possibilities , being smart enough to optimize, and at the same time finding solutions in the limited period to avoid wasting time because the time is one of the important factors that the engineer must respect.

This end-of-study project allowed us to put into practice all our knowledge acquired during our engineering training cycle especially the last two years, to expand our knowledge of technical and regulatory documents, to apply all calculation methods, and to show basic principles that must be taken in the design process of building structures.

The important points drawn from this study are:

The engineer must take into consideration the importance of the structure, because his modelling, his calculation, his sizing make it possible to easily predict the behaviour in the event of a seism.

the arrangement and the disposition of the concrete walls are very important in our building without neglecting its architectural shape, as this represents an obstacle for the civil engineer.

The modeling and the dynamic study of our building was done by the **ETABS** software, this software facilitate calculations and to have results close to reality and the most important was timesaving in the analysis of the structure.

For the seismic design, it is very important that the civil engineer and the architect work closely together from the start of the project to avoid any insufficient designs and to achieve the perfect safety level without significant additional cost.

The study of this project was our first real test before entering the working life, and this allowed us to improve our knowledge of the problems of a design and the study of reinforced concrete frames as well as to expand our knowledge in the practical field and understanding the fundamental principles of the dimensioning and stability of the structure.

Finally, it is important to mention that there still much that remains to be done to expand our knowledge and only continuous work and the will to research will be able to help us achieve all the objectives we want .

Keywords : Structure, reinforced concrete, dynamic study, **ETABS** .

# Remerciements

**Avant tout nous tenons à remercier Allah de nous avoir guidé et accordé sa sauvegarde pour mener à terme ce modeste travail.**

**Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.**

**Aussi, nous adressons et en particulier, nos vifs remerciements les plus chaleureux à notre promotrice Madame BENTLEMSAN de nous avoir encadré et accordé son entière disponibilité d'une part, et de nous avoir fourni toute sa clairvoyance quant à l'orientation et les précieux conseils qui nous ont été d'un très grand apport, d'autre part.**

**Nos remerciements s'adressent également aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'estimer et juger ce travail.**

**Nos remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université SAAD DAHLEB BLIDA et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.**

**Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous nos amis pour leur aide, patience leur compréhension et leurs encouragements.**

# LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

<b>Figure 1.1 :</b> Diagramme contraintes – déformations à l'ELU	29
<b>Figure 1.2 :</b> Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS	29
<b>Figure 1.3 :</b> Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'ELU	31
<b>Figure 2.1 :</b> Plancher à corps creux	34
<b>Figure 2.2 :</b> Coupe transversale d'un plancher à corps creux	35
<b>Figure 2.3 :</b> Surface reprise par le poteau de rive	42
<b>Figure 2.4 :</b> Surface reprise par le poteau de rive	44
<b>Figure 2.5 :</b> Surface reprise par le poteau d'angle	46
<b>Figure 2.6 :</b> Schéma d'un voile	49
<b>Figure 3.1 :</b> Dimensions de l'acrotère	53
<b>Figure 3.2 :</b> Schéma statique de l'acrotère	53
<b>Figure 3.3 :</b> Distance de l'axe neutre	55
<b>Figure 3.4 :</b> Ferrailage de l'acrotère	57
<b>Figure 3.5 :</b> Dimensions du corps creux	58
<b>Figure 3.6 :</b> Dimensions d'une poutrelle	58
<b>Figure 3.7 :</b> Schéma statique de la poutrelle à trois travées	62
<b>Figure 3.8 :</b> Diagramme des moments fléchissants de la poutrelle à trois travées à l'ELU	63
<b>Figure 3.9 :</b> Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à trois travées à l'ELU	63
<b>Figure 3.10 :</b> Diagramme des moments fléchissants de la poutrelle à trois travées à l'ELS	64
<b>Figure 3.11 :</b> Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à trois travées à l'ELS	64
<b>Figure 3.12 :</b> Schéma statique de la poutrelle à deux travées	64
<b>Figure 3.13 :</b> Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants de la poutrelle à deux travées à l'ELU	65
<b>Figure 3.14 :</b> Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants de la poutrelle à deux travées à l'ELS	65
<b>Figure 3.15 :</b> Ferrailage des poutrelles en travée et en appui	72
<b>Figure 4.1 :</b> Spectre de réponse	79
<b>Figure 4.2 :</b> Vue en plan du modèle 01	82
<b>Figure 4.3 :</b> Les modes 1, 2 et 3 du modèle 1	83
<b>Figure 4.4 :</b> Vue en plan du modèle 2	85
<b>Figure 4.5 :</b> Les modes 1, 2 et 3 du modèle 2	86
<b>Figure 4.6 :</b> Vue en plan du modèle 3	87
<b>Figure 4.7 :</b> Les modes 1,2 et 3 du modèle 3	88
<b>Figure 5.1 :</b> Poussée au vide	105
<b>Figure 5.2 :</b> Aciers de couture	105
<b>Figure 5.3 :</b> Mécanisme de fonctionnement d'un nœud central	106
<b>Figure 5.4 :</b> Disposition des armatures dans les nœuds	106
<b>Figure 5.5 :</b> Schéma de ferrailage des poteaux	107
<b>Figure 5.6 :</b> Arrêt des barres	115
<b>Figure 5.7 :</b> Exemple de calcul de flèche d'une poutre secondaire	116
<b>Figure 5.8 :</b> Exemple de calcul de flèche d'une poutre principale	116
<b>Figure 5.9 :</b> Schéma du ferrailage des poutres principales de l'étage courant	117
<b>Figure 5.10 :</b> Schéma du ferrailage des poutres principales de la terrasse	117
<b>Figure 5.11 :</b> Schéma du ferrailage des poutres secondaires de l'étage courant	117
<b>Figure 5.12 :</b> Schéma du ferrailage des poutres secondaires de la terrasse	118
<b>Figure 5.13 :</b> Disposition des voiles	120
<b>Figure 5.14 :</b> Diagramme des contraintes	120
<b>Figure 5.15 :</b> Schéma du ferrailage du voile 1	126
<b>Figure 6.1 :</b> Semelle isolée sous poteau	129

<b>Figure 6.2</b> : Semelle filante Axe F	129
<b>Figure 6.3</b> : Schéma d'un radier	131
<b>Figure 6.4</b> : Schéma statique du bâtiment	134
<b>Figure 6.5</b> : Ferrailage des nervures dans le sens porteur.	142
<b>Figure 6.6</b> : Ferrailage des nervures dans le sens non porteur	142
<b>Figure 6.7</b> : Schéma statique des débords	143
<b>Figure 6.8</b> : Diagramme des moments	143
<b>Figure 6.9</b> : Evaluation des charges de voile périphérique.	144
<b>Figure 6.10</b> : Ferrailage du voile périphérique sens x-x	148
<b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
<b>Tableau 2.1</b> : Les charges permanentes du plancher (terrasse)	36
<b>Tableau 2.2</b> : Les charges permanentes du plancher étage courant	36
<b>Tableau 2.3</b> : Les charges permanentes de la dalle pleine (RDC)	36
<b>Tableau 2.4</b> : Les charges permanentes de la dalle pleine (étage courant)	37
<b>Tableau 2.5</b> : Les charges d'exploitation	37
<b>Tableau 2.6</b> : Les charges des murs extérieurs	37
<b>Tableau 2.7</b> : Tableau de dégression des surcharges	40
<b>Tableau 2.8</b> : Choix des poteaux centraux	44
<b>Tableau 2.9</b> : Choix des sections des poteaux de rive	46
<b>Tableau 2.10</b> : Choix des poteaux d'angle	48
<b>Tableau 2.11</b> : Choix final des poteaux	49
<b>Tableau 3.1</b> : Valeurs des efforts internes (M, T) de la poutrelle à trois travées à l'ELU	63
<b>Tableau 3.2</b> : Valeurs des efforts internes (M, T) de la poutrelle à trois travées à l'ELS	63
<b>Tableau 3.3</b> : Valeurs des efforts internes (M, T) de la poutrelle à deux travées à l'ELU	64
<b>Tableau 3.4</b> : Valeurs des efforts internes (M, T) de la poutrelle à deux travées à l'ELS	65
<b>Tableau 3.5</b> : Sections d'armatures en travée	66
<b>Tableau 3.6</b> : Section d'armatures en appui	66
<b>Tableau 3.7</b> : Vérification à l'ELS	68
<b>Tableau 3.8</b> : Calcul de la flèche	70
<b>Tableau 4.1</b> : Facteur de qualité	81
<b>Tableau 4.2</b> : Participation massique du modèle initial	82
<b>Tableau 4.3</b> : Vérification des déplacements inter-étages du modèle 1	84
<b>Tableau 4.4</b> : Participation massique du modèle 2	85
<b>Tableau 4.5</b> : Vérification des déplacements inter-étages du 2 <sup>ème</sup> modèle	86
<b>Tableau 4.6</b> : Sections des poteaux	87
<b>Tableau 4.7</b> : Participation massique du 3 <sup>ème</sup> modèle	88
<b>Tableau 4.8</b> : Vérification des déplacements inter-étages du 3 <sup>ème</sup> modèle	89
<b>Tableau 4.9</b> : Vérification de l'effort normal	89
<b>Tableau 4.10</b> : Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ dans le sens y-y.	91
<b>Tableau 4.11</b> : Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ dans le sens x-x.	91
<b>Tableau 4.12</b> : Pourcentage des sollicitations dus aux charges horizontales dans le sens x-x.	91
<b>Tableau 4.13</b> : Pourcentage des sollicitations dus aux charges horizontales dans le sens y-y.	92
<b>Tableau 5.1</b> : Caractéristiques du béton et de l'acier	95
<b>Tableau 5.2</b> : Ferrailage des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ )	96
<b>Tableau 5.3</b> : Ferrailage des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ )	97
<b>Tableau 5.4</b> : Ferrailage des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ )	97
<b>Tableau 5.5</b> : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ )	97
<b>Tableau 5.6</b> : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ )	98
<b>Tableau 5.7</b> : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ )	98
<b>Tableau 5.8</b> : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ )	98
<b>Tableau 5.9</b> : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ )	98
<b>Tableau 5.10</b> : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ )	99
<b>Tableau 5.11</b> : Choix des armatures des poteaux	99
<b>Tableau 5.12</b> : Vérification des contraintes des poteaux ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ )	100



<b>Tableau 5.13</b> : Vérification des contraintes des poteaux ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ )	100
<b>Tableau 5.14</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement	101
<b>Tableau 5.15</b> : Espacement maximal des armatures transversales	102
<b>Tableau 5.16</b> : Choix des armatures transversales des poteaux	103
<b>Tableau 5.17</b> : Ferrailage des poteaux du sous-sol	104
<b>Tableau 5.18</b> : Ferrailage des poutres porteuses en situation durable	109
<b>Tableau 5.19</b> : Ferrailage des poutres porteuses en situation accidentelle	110
<b>Tableau 5.20</b> : Ferrailage des poutres porteuses en situation accidentelle	110
<b>Tableau 5.21</b> : Ferrailage des poutres non porteuses en situation durable	110
<b>Tableau 5.22</b> : Ferrailage des poutres non porteuses en situation accidentelle	111
<b>Tableau 5.23</b> : Ferrailage des poutres porteuses en situation accidentelle	111
<b>Tableau 5.24</b> : Choix des armatures des poutres porteuses	111
<b>Tableau 5.25</b> : Choix des armatures des poutres non porteuses	112
<b>Tableau 5.26</b> : Vérification de la condition de non fragilité	112
<b>Tableau 5.27</b> : Vérification des poutres porteuses à l'ELS	113
<b>Tableau 5.28</b> : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS	113
<b>Tableau 5.29</b> : Vérification des contraintes de cisaillement dans le sens porteur	114
<b>Tableau 5.30</b> : Vérification des contraintes de cisaillement dans le sens non porteur	114
<b>Tableau 5.31</b> : Calcul des armatures transversales	115
<b>Tableau 5.32</b> : Vérification des flèches	116
<b>Tableau 5.33</b> : Calcul de ferrailage du voile 1	123
<b>Tableau 5.34</b> : Calcul de ferrailage du voile 2	124
<b>Tableau 5.35</b> : Calcul de ferrailage du voile 3	124
<b>Tableau 5.36</b> : Calcul de ferrailage du voile 4	124
<b>Tableau 5.37</b> : Calcul de ferrailage du voile 5	125
<b>Tableau 5.38</b> : Calcul de ferrailage du voile 6	125
<b>Tableau 6.1</b> : Sections des semelles isolées	130
<b>Tableau 6.2</b> : Contraintes sous radier à l'ELU	135
<b>Tableau 6.3</b> : Contraintes sous radier à l'ELS	136
<b>Tableau 6.4</b> : Valeurs des moments à l'ELU	137
<b>Tableau 6.5</b> : Valeurs des moments à l'ELS	138
<b>Tableau 6.6</b> : Ferrailage du panneau le plus sollicité	138
<b>Tableau 6.7</b> : Vérification des contraintes à l'ELS	139
<b>Tableau 6.8</b> : Ferrailage des nervures (sens porteur)	139
<b>Tableau 6.9</b> : Ferrailage des nervures (sens non porteur)	140
<b>Tableau 6.10</b> : Vérification de la condition de non fragilité	140
<b>Tableau 6.11</b> : Vérification des contraintes à l'ELS	140
<b>Tableau 6.12</b> : Vérifications des contraintes du béton et de l'acier	144
<b>Tableau 6.13</b> : Ferrailage du voile périphérique	146
<b>Tableau 6.14</b> : Vérification des contraintes à l'ELS	147

## LISTE DES SYMBOLES

$A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

$A_s$  : Aire d'une section d'acier.

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$B$  : Aire d'une section de béton.

$\phi$  : Diamètre des armatures, mode propre.

$\varphi$  : Angle de frottement.

$C$  : Cohésion.

$\bar{q}$  : Capacité portante admissible.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$PC$  : Pression de consolidation.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.

$\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

$\beta$  : Coefficient de pondération.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$\sigma_m$  : Contrainte moyenne.

$G$  : Charge permanente.

$\xi$  : Déformation relative.

$V_0$  : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

$N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.

$N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.  
 $T_u$  : Effort tranchant ultime.  
 $T$  : Période.  
 $S_t$  : Espacement.  
 $\lambda$  : Elancement.  
 $F$  : Force concentrée.  
 $f$  : Flèche.  
 $\bar{f}$  : Flèche admissible.  
 $D$  : Fiche d'ancrage.  
 $L$  : Longueur ou portée.  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
 $I_p$  : Indice de plasticité.  
 $I_c$  : Indice de consistance.  
 $D$  : Hauteur utile.  
 $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.  
 $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.  
 $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.  
 $M_t$  : Moment en travée.  
 $M_a$  : Moment sur appuis.  
 $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.  
 $I$  : Moment d'inertie.  
 $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.  
 $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.  
 $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.  
 $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.  
 $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.  
 $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.  
 $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.  
 $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.  
 $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.  
 $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.  
 $K$  : Coefficient de raideur de sol.  
 $Y$  : Position de l'axe neutre.

## Table des matières

ملخص.....	9
RESUMÉ .....	9
ABSTRACT.....	10
REMERCIEMENTS.....	13
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX.....	14
LISTE DES SYMBOLES.....	17
1. CONTEXTE GENERAL DU PROJET .....	25
1.1. Caractéristiques de l'ouvrage.....	25
1.2. Description structurelle .....	26
1.2.1. L'ossature.....	26
1.2.2. Les planchers:.....	26
1.2.3. Les poteaux: .....	26
1.2.4. Les poutres: .....	26
1.2.5. L'acrotère:.....	26
1.2.6. Les escaliers:.....	26
1.2.7. Ascenseurs .....	26
1.2.8. Maçonnerie.....	26
1.2.9. Caractéristiques du sol .....	27
1.3. Propriétés des matériaux .....	27
1.3.1. Béton :.....	27
1.3.2. Acier :.....	30
1.4. Hypothèses de calcul aux états limites.....	32
1.4.1. Etat limite ultime ELU.....	32
1.4.2. Etat limite de service ELS.....	32
2. PREDIMENSIONNEMENT .....	34
2.1. Prédimensionnement des planchers .....	34
2.1.1. Plancher en corps creux .....	34
2.1.2. Plancher à dalle pleine .....	35
2.2. Evaluation des charges et surcharges.....	35
2.2.1. Charge permanentes des planchers .....	35
2.2.2. Charges d'exploitation des planchers.....	37
2.2.3. Maçonnerie.....	37
2.3. Prédimensionnement des poutres.....	37
2.3.1. Poutre porteuse.....	38

2.3.2.	Poutre non porteuse.....	38
2.4.	Prédimensionnement des poteaux.....	39
2.4.1.	Principe de calcul.....	39
2.4.2.	Etapas du calcul.....	39
2.4.3.	Loi de dégression.....	39
2.4.4.	Méthodologie de calcul.....	40
2.4.5.	Dimensionnement des poteaux.....	42
2.5.	Predimensionnement des voiles.....	49
3.	ELEMENTS SECONDAIRES ET ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	52
3.1.	Introduction.....	52
3.2.	L'acrotère.....	52
3.2.1.	Définition.....	52
3.2.2.	Calcul des charges sollicitant l'acrotère :.....	52
3.2.3.	Calcul des efforts.....	53
3.2.4.	Ferraillage de la section de l'acrotère.....	54
3.2.5.	Condition De Non Fragilité.....	54
3.2.6.	Vérification A L'ELS.....	55
3.2.7.	Vérification Des Contraintes.....	56
3.3.	Etude des planchers.....	57
3.3.1.	Introduction.....	57
3.3.2.	Calcul des poutrelles.....	58
3.3.3.	Calcul du ferraillage.....	65
3.3.4.	Vérifications.....	67
3.3.5.	Calcul des armatures transversales et l'espacement :.....	70
4.	CALCUL DYNAMIQUE ET SISMIQUE.....	74
4.1.	Introduction.....	74
4.2.	Etude sismique.....	74
4.2.1.	Modélisation mathématique.....	74
4.2.2.	Caractéristiques dynamiques propres:.....	74
4.2.3.	Modélisation de la structure:.....	75
4.2.4.	Modélisation de rigidité:.....	76
4.2.5.	Modélisation de la masse.....	76
4.3.	Choix de la méthode de calcul.....	76
4.3.1.	La méthode statique équivalente.....	76
4.3.2.	La méthode modale spectrale.....	77
4.4.	Résultats de l'analyse sismique :.....	81

4.4.1.	Premier modèle .....	81
4.4.2.	Deuxième modèle.....	84
4.4.3.	Troisième modèle.....	87
5.	FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS .....	95
5.1.	Introduction .....	95
5.2.	Ferraillage des poteaux .....	95
5.2.1.	Introduction.....	95
5.2.2.	Combinaison d'actions.....	95
5.2.3.	Recommandation selon RPA99 version 2003 :.....	96
5.2.4.	Efforts internes et sections d'aciers.....	96
5.2.5.	Choix des armatures longitudinales .....	99
5.2.6.	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service : .....	99
5.2.7.	Vérification de l'effort tranchant : .....	100
5.2.8.	Calcul du ferraillage transversal.....	101
5.2.9.	Longueur de recouvrement: .....	103
5.2.10.	Ferraillage des Poteaux du Sous-Sol :.....	103
5.2.11.	Nœud poutre-poteau :.....	105
5.3.	Ferraillage de poutres.....	108
5.3.1.	Introduction.....	108
5.3.2.	Les Combinaisons de Charges .....	108
5.3.3.	Recommandations des règlements .....	108
5.3.4.	Calcul du ferraillage.....	109
5.3.5.	Choix des armatures :.....	111
5.3.6.	Condition de Non Fragilité.....	112
5.3.7.	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service .....	112
5.3.8.	Vérification de l'effort tranchant : .....	113
5.3.9.	Calcul des armatures transversales :.....	114
5.3.10.	Recouvrement des armatures longitudinales :.....	115
5.3.11.	Arrêt des barres .....	115
5.3.12.	Vérification de la flèche .....	116
5.4.	Ferraillage des voiles.....	118
5.4.1.	Introduction.....	118
5.4.2.	Les combinaisons d'action: .....	118
5.4.3.	Recommandations de RPA : .....	119
5.4.4.	Exposé de la méthode : .....	120
5.4.5.	Exemple de calcul .....	121

5.4.6.	Ferraillage horizontale à l'effort tranchant.....	122
5.4.7.	Le ferraillage :.....	123
6.	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE .....	128
6.1.	Introduction.....	128
6.2.	Facteurs intervenant dans le calcul des fondations .....	128
6.3.	Choix du type de fondation .....	128
6.3.1.	Semelles isolées .....	128
6.3.2.	Semelles filantes.....	129
6.3.3.	Radier nervuré.....	131
6.3.4.	Etude du voile périphérique .....	144



# Introduction générale

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pour ceci qu'elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Après chaque séisme important Nous observons un renouvellement des règlements parasismiques.

Le rôle de l'ingénieur en génie-civil dans un projet de construction est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

L'ouvrage dont fait l'objet notre étude est un bâtiment en béton armé à usage multifonctionnel (habitation avec commerce) en R+8+SS présentant une irrégularité en plan, il est contreventé par un système mixte (voiles+ portique).

Afin de mener à bien ce travail, notre mémoire a été subdivisé en six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste en une présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3<sup>ème</sup> chapitre résume le calcul des éléments non structuraux et des éléments secondaires (acrotère, planchers...).
- Le 4<sup>ème</sup> chapitre présente les étapes nécessaires à une étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **ETABS 17**.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats des deux logiciel **ETABS 17** et **SOCOTEC** est présenté dans le 5<sup>ème</sup> chapitre.
- Nous terminons par l'étude des fondations dans le chapitre 6 et enfin une conclusion générale.

# **CHAPITRE I**

## **CONTEXTE GENERAL DU PROJET**

## 2. CONTEXTE GENERAL DU PROJET

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

### 2.1. Caractéristiques de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment multifonctionnel qui regroupe, parking, commerces et logements d'habitations, L'ouvrage est implanté à Soumaa dans la wilaya de Blida qui est classé comme une zone de forte sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003).

L'ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne dans le groupe 2 car sa hauteur ne dépasse pas 48m.

L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de RDC+8étages + un sous-sol.

- Le sous-sol à usage parking.
- Le rez- de-chaussée à usage commerce.
- Les étages comportent des appartements de type F3 et F4.
- Une terrasse inaccessible.

Les dimensions de l'ouvrages sont :

#### a) Dimensions en plan :

- Longueur totale du bâtiment (sens longitudinal) : 36.3m.
- Largeur totale du bâtiment (sens transversal) : 17.17m.

#### b) Dimensions en élévation du l'ouvrage :

- Hauteur totale : 29.07 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.23m.
- Hauteur de l'étage courant : 3.23m.
- Hauteur du sous-sol : 2.80m.

## 2.2. Description structurelle

### 2.2.1.L'ossature

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement mixte, à savoir, portiques et voiles en béton armé suivant les deux sens selon le règlement parasismique algérien.

### 2.2.2.Les planchers:

Les planchers, étant considérés comme des diaphragmes rigides, d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

### 2.2.3.Les poteaux:

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

### 2.2.4.Les poutres:

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre porteuse,
- Poutre non porteuse.

### 2.2.5.L'acrotère:

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

### 2.2.6.Les escaliers:

La structure comporte un seul type d'escalier qui sert à relier les planchers de tous les étages.

### 2.2.7.Ascenseurs

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage.

### 2.2.8.Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

#### 2.2.9. Caractéristiques du sol

- La contrainte admissible du sol est de 2,50 bars.
- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est 2,8m.
- La catégorie du site est un site meuble (S3)

### 2.3. Propriétés des matériaux

#### 2.3.1. Béton :

##### a) Composition

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenue en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

- Ciment : CEM II/A 42.5 ou CEM II/B42,5
  - Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
    - Sable de dimension ( $0 \leq D_s \leq 5$ ) mm
    - Gravier de dimension ( $8 \leq D_g \leq 15$ ) mm
  - Eau de gâchage : Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

##### b) Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

- Résistance à la compression :

Désignée par  $f_{c28}$  (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées dont la hauteur est le double du diamètre. Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 30 MPa.

- Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad [1]$$

Pour notre ouvrage, nous utilisons le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  et à la traction  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

c) Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

▪ Module de déformation instantané :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de «j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{i28} = 34179,56 \text{ MPa}$ .

▪ Module de déformation différé

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures,

ce module est défini par :  $E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  on trouve :  $E_{v28} = 11496,76 \text{ MPa}$

d) Coefficient de poisson :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

- $\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré)

e) Contraintes limites de calcul :

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99), on distingue deux états limites :

1. Etat limite ultime « E.L.U » :

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée  $f_{bu}$  est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

$f_{C28}$  : Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

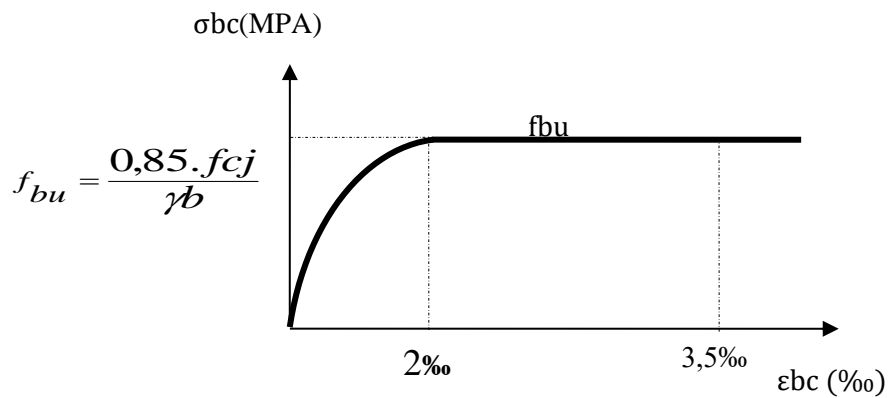


Figure 2.1 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

## 2. Etat limite de service « E. L. S » :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue, le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{C28} [\text{MPa}]$$

Pour  $f_{C28} = 30 \text{ MPa}$  on trouve :  $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$ .

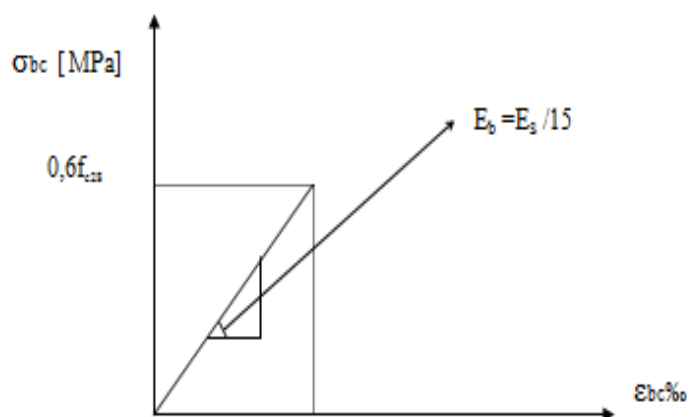


Figure 2.2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS



### 2.3.2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales.
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 6 mm pour les dalles.

#### a. Limites élastiques :

▪ Ronds lisses	FeE220	—————>	fe = 215 MPa
	FeE240	—————>	fe = 235 MPa
▪ Haute adhérence	FeE400	—————>	fe = 400 MPa
	FeE 500	—————>	fe = 500 MPa

#### b. Contrainte de calcul :

1. E. L. U:

$\sigma_s$  = Contrainte de l'acier à l'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

La contrainte de calcul, notée  $\sigma_s$  et qui est définie par la relation :

Avec :

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

• Rond lisse (fe = 235 MPa)	}	$\sigma_s = 204,34 \text{ MPa}$	Situation durable ou transitoire
		$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$	Situation accidentelle

• Haute adhérence (fe = 400 MPa)	}	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	Situation durable ou transitoire
		$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$	Situation accidentelle

2. E. L. S :

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.

$$\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240\text{MPa}; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$$

- Pour une fissuration préjudiciable :
- Pour une fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = 0.8\zeta_s = 0.8 \times \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(200\text{MPa}; 90\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{Pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

**c.** Allongement de rupture :

$\varepsilon_s$  = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

**d.** Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à :  $E_s = 2,1.10^5$  [MPa]

**e.** Diagramme contraintes – déformations à l'ELU :

$\sigma_s$  = Contrainte de l'acier.

$\gamma_s$  = Coefficient de sécurité de l'acier.

$\varepsilon_s$  = Allongement relatif de l'acier.

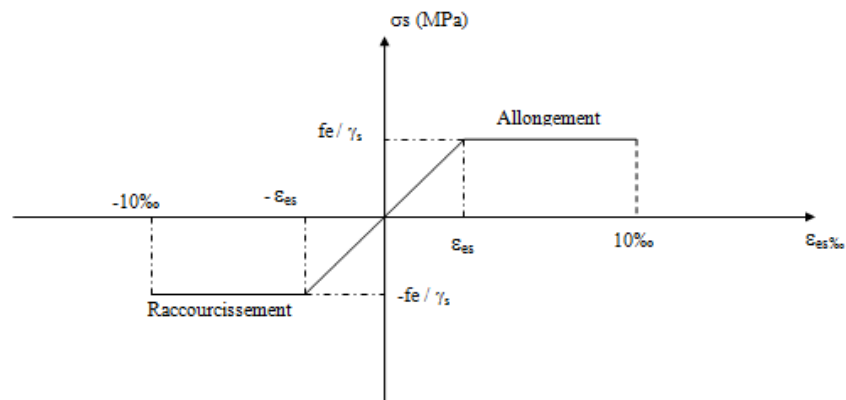


Figure 2.3 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'ELU

## 2.4. Hypothèses de calcul aux états limites

### 2.4.1. Etat limite ultime ELU

- 1) Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- 2) Pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- 3) Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- 4) Le raccourcissement unitaire du béton est limité à  $\varepsilon_{bc}=3,5\%$  dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- 5) L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

### 2.4.2. Etat limite de service ELS

- 1) Conservation des sections planes.
- 2) Le glissement entre l'acier et le béton est négligeable.
- 3) Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- 4) Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

- 5) Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

# **CHAPITRE II**

## **PREDIMENTIONNEMENT**

### 3. PREDIMENSIONNEMENT

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 », mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

#### 3.1. Prédimensionnement des planchers

Lorsque nous voulons dimensionner une structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, nous utilisons des formules approchées qui nous donne une idée sur les dimensions à prendre.

##### 3.1.1. Plancher en corps creux

Ce plancher est constitué d'éléments résistants, ce sont des poutrelles en béton armée et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

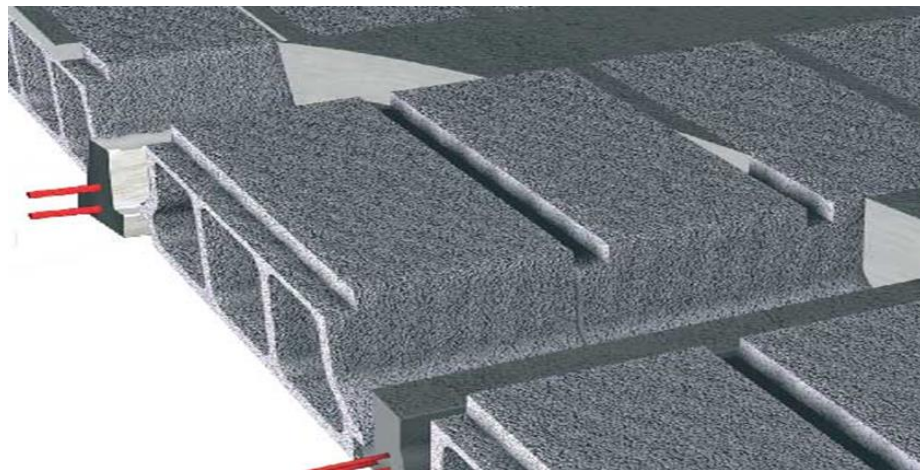


Figure 3.1 : Plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles pour le prédimensionnement, nous utilisons des formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La portée maximale est de  $L=470$  cm, la hauteur des poutrelles est donnée alors par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Nous aurons alors :

$$\frac{470}{25} \leq e \leq \frac{470}{20}$$

D'où :  $18.8 \leq e \leq 23.5$

Nous prendrons  $e=21$ cm.

### 3.1.2. Plancher à dalle pleine

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car il peut supporter des surcharges d'exploitations importantes ( $Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$ ),

L'épaisseur des dalles dépend de trois conditions, nous déduisons donc l'épaisseur des dalles à partir des leurs résultats :

- ✓ Condition de résistance au feu :
  - $e=7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu
  - $e=11\text{cm}$  pour deux heure de coupe-feu

Nous optons pour  $e=11\text{cm}$ .

- ✓ Isolation phonique :

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique

Nous limiterons notre épaisseur à 15 cm.

- ✓ Résistance à la flexion :

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

Pour une portée de 498 cm, nous aurons

$$9.96 \leq e \leq 12.45$$

Nous pouvons prendre  $e=10 \text{ cm}$

En regroupant les résultats, notre choix final de la dalle pleine sera de 15 cm.

### 3.2. Evaluation des charges et surcharges

Cette étape consiste à déterminer les charges selon le DTR B.C.2.2 qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

#### 3.2.1. Charge permanentes des planchers

- a) Plancher terrasse inaccessible (plancher à corps creux)

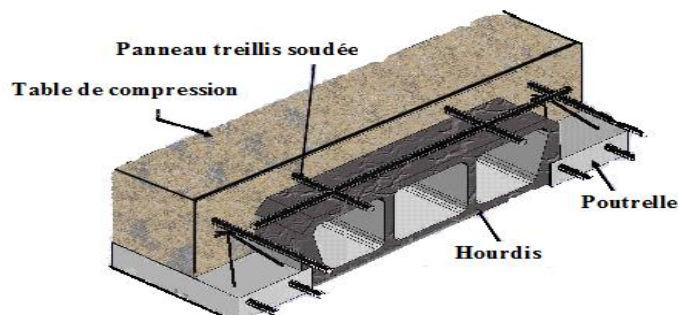


Figure 3.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Tableau 3.1 : Les charges permanentes du plancher (terrasse)

Désignation de l'élément	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	17	5	0,85
Etanchéité multicouche	6	2	0,12
Forme de pente	22	11	2,42
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Dalle corps creux	/	21	2,80
Enduit de plâtre	10	2	0,20
$\Sigma$	/	/	6,55

b) Plancher étage courant

Tableau 3.2 : Les charges permanentes du plancher étage courant

Désignation de l'élément	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	25	2	0,50
Mortier de Pose	20	2	0,40
lit de sable	18	3	0,54
Dalle corps creux	/	21	2,80
Enduit de plâtre	10	2	0,20
Cloisons légères	/	10	1.00
$\Sigma$	/	/	5,44

f)

c) Plancher dalle pleine (RDC)

Tableau 3.3 : Les charges permanentes de la dalle pleine (RDC)

Désignation de l'élément	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,50
Chape que porte le carrelage	0,40
Dalle pleine	3,75
lit de sable	0.54
Enduit de plâtre	0,20
Cloisons légères	1.00

$\Sigma$	6,39
----------	------

d) Plancher dalle pleine (étage courant)

Tableau 3.4 : Les charges permanentes de la dalle pleine (étage courant)

Désignation de l'élément	G (kN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol en pvc	0,088
Chape que porte la dalle de sol	0,5
Dalle pleine	3,75
Enduit de plâtre	0,20
Cloisons légères	1.00
$\Sigma$	5,538

### 3.2.2.Charges d'exploitation des planchers

Les charges d'exploitation sont regroupées dans le tableau 2.5.

Tableau 3.5 : Les charges d'exploitation

Charge d'exploitation	Q (kN/m <sup>2</sup> )
Etage courant	1,50
Balcon	3,50
Terrasse	1.00
Plancher Commerce	5

### 3.2.3.Maçonnerie

Tableau 3.6 : Les charges des murs extérieurs

désignation de l'élément	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Enduit en ciment	18	2	0.36
Brique creuse	/	15	1.35
Lame d'aire	/	5	0.00
Brique creuse	/	10	0.90
Enduit au plâtre	20	2	0.20
$\Sigma$	/	/	2.81

### 3.3. Prédimensionnement des poutres

Le prédimensionnement des poutres se fait en appliquant les règles du BAEL 91(modifié 99), CBA93 et les sections trouvées doivent vérifier les règles imposées par le RPA 99 ver 2003.



### Selon le BAEL 91

- La hauteur de la poutre doit être :

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

- La largeur de la poutre doit être :

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

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

### Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III

- La hauteur de la poutre doit être :  $h \geq 30\text{cm}$
- La largeur b de la poutre doit être :  $b \geq 20\text{cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

#### 3.3.1.Poutre porteuse

##### Selon les règles BAEL 91

Nous avons :  $\frac{553}{15} \leq h \leq \frac{553}{10}$

D'où :  $36.86 \leq h \leq 55.3$  nous prenons  $h=45\text{ cm}$

Nous avons :  $0.3*45 \leq b \leq 0.7*45$

D'où :  $13.5 \leq b \leq 31.5$  nous prenons  $b=30\text{ cm}$

##### Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III

- $h = 45\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$
- $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$
- $\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4$

Les trois conditions dictées par le RPA 99 sont vérifiées

#### 3.3.2.Poutre non porteuse

##### Selon les règles BAEL 91

Nous avons :  $\frac{481}{15} \leq h \leq \frac{481}{10}$

D'où :  $36.06 \leq h \leq 48.1$  nous prenons  $h=40\text{ cm}$

Nous avons :  $0.3*40 \leq b \leq 0.7*40$

D'où :  $12 \leq b \leq 28$  nous prenons  $b=30$  cm

**Remarque :** nous avons choisi  $b=30$  cm, alors que le calcul est limité à 28cm. c'est un choix qui a été fait par rapport à l'épaisseur des murs extérieurs.

Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III

- $h = 45$  cm  $\geq 30$  cm
- $b = 30$  cm  $\geq 20$  cm
- $\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$

En conclusion :

- Pour le sens porteur nous prenons :  $\mathbf{b \cdot h = 30 \cdot 45 \text{ (cm}^2\text{)}}$
- Pour le sens non porteur nous prenons :  $\mathbf{b \cdot h = 30 \cdot 40 \text{ (cm}^2\text{)}}$

### 3.4. Prédimensionnement des poteaux

#### 3.4.1.Principe de calcul

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. Dans notre cas, nous considérons, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

#### 3.4.2. Etapes du calcul

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ Calcul de la section du poteau aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple.
- ✓ Vérification de la section du poteau obtenue par rapport aux conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** » [2].
- ✓ Vérification de la section à l'ELS.

#### 3.4.3. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, nous appliquons loi de dégression pour les bâtiments ayant 5 étages ou plus qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage. Il existe deux méthodes de calcul :

- La première méthode s'applique pour les bâtiments ayant la même charge d'exploitation, elle consiste à réduire la charge de 10% jusqu'à 0,5Q.
- La deuxième méthode s'applique pour les bâtiments ayant des charges d'exploitation différentes, elle consiste à réduire la charge en utilisant la formule ci-dessous

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \cdot Q$$

Avec :

$n$  : Nombre d'étage.

$Q_0$  : La structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q$  : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau 3.7 : Tableau de dégression des surcharges

Niveau	Surcharge	$\Sigma$ surcharge	$\Sigma$ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma_0=Q_0$	1
8	$Q_1$	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2.5
7	$Q_2$	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85
6	$Q_3$	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
5	$Q_4$	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1
4	$Q_5$	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
3	$Q_6$	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
2	$Q_7$	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8.5
1	$Q_8$	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	9.28
RDC	$Q_9$	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	12.39

#### 3.4.4.Méthodologie de calcul

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple.

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

##### 1) Condition de stabilité :

Considérons une section rectangulaire  $a \times b$ , tel que  $a \leq b$  :

L'élanement du poteau considéré  $\lambda = \frac{L_f}{i}$

- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $B$ : Section du béton ( $a \times b$ ).

Dans notre cas les poteaux sont bi encastés, leurs longueurs du flambement est égale à :

$$l_f = 0,7 l_0$$

Sachant que :

$$\begin{aligned}
& \bullet \quad I = \frac{a \cdot b^3}{12} \\
& \bullet \quad B = a \times b \quad \Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a} \\
& \bullet \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \\
& \left\{ \begin{array}{l} a \geq \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{\lambda} , \\ b \leq \frac{Br}{(a-2)} + 2 . \end{array} \right.
\end{aligned}$$

pour un poteau carré il est préférable de prendre  $\lambda = 35$  pour faire participer à la résistance du poteau toutes les barres d'acier de la section.

2) Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple

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

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

D'où la section réduite du poteau ( $B_r$ ) est égale à:

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

Avec :

$N_u$ : L'effort normal ultime obtenu après la descente des charges :  $N_u = 1,35G + 1,5Q$

A: La section d'acier minimale;  $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$  (Selon le BAEL 91 modifié 99)

$A_{s \min} = 1\% B_r$

$B_r$ : la section réduite du poteau, en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.  $B_r$  peut être égale aussi à :  $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$ .

$\gamma_b = 1,5$      $\gamma_s = 1,15$

$f_{c28}$ : contrainte de compression du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ).

$f_e$ : contrainte limite élastique des aciers ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).

$\alpha$  est un coefficient en fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 35 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0,708$$

En faisant l'application numérique  $B_r$  sera égale à :

$$B_r \geq 0,065 \cdot N_u$$

✓ Le minimum requis par "RPA99 version 2003":

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

### 3.4.5. Dimensionnement des poteaux

Pour dimensionner les poteaux, nous choisissons le poteau le plus sollicité parmi les poteaux centraux, les poteaux de rive, les poteaux d'angle.

a) Poteau central :

$$S = 17.95 \text{ m}^2$$

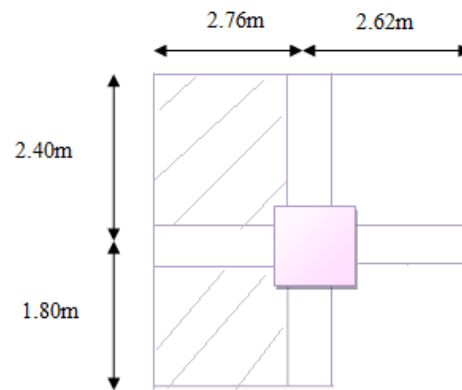


Figure 3.3 : Surface reprise par le poteau de centre

Charges revenant au poteau de centre le plus sollicité :

1) Plancher terrasse :

Charges permanentes (GT) :

- Poids propre du plancher terrasse :
  - Dalle pleine :  $11.46 \times 6.39 = 73.22 \text{ KN}$
  - Corps creux :  $6.31 \times 6.55 = 41.33 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales :  $(0,3 \times 0,45) \times (2.625 + 2.765) \times 25 = 18.19 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaires :  $(0,3 \times 0,4) \times (1.805 + 2.405) \times 25 = 12.63 \text{ KN}$
- Poids de l'acrotère :  $2.06 \times 4.43 = 9.12 \text{ KN}$

---


$$\Sigma = 154.49 \text{ KN}$$

$$NG^{\text{Maj}} = 154.49 \times 1,1 = 169.94 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitation (QT) :

Surcharge du planché terrasse :  $(S \times Q_{terrasse}) = 17.95 \times 1,00 = \mathbf{17.95 \text{ KN}}$

$NQ = 17.95 \text{ KN}$

2) Plancher étage courant :

Charges permanentes (GT) :

- Poids propre du plancher terrasse :

Dalle pleine	:	$11.46 \times 5,53 = \mathbf{63.37 \text{ KN}}$
Corps creux	:	$6.31 \times 6.55 = \mathbf{41.33 \text{ KN}}$
- Poids des poutres principale :  $(0,3 \times 0,45) \times (2.625 + 2.765) \times 25 = \mathbf{18.19 \text{ KN}}$
- Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,4) \times (1.805 + 2.405) \times 25 = \mathbf{12.63 \text{ KN}}$
- Murs Extérieurs :  $2.81 * 4.43 * (3.23 - 0.45) = \mathbf{34.6 \text{ KN}}$

---

$\Sigma = \mathbf{170.12 \text{ KN}}$

$NG^{\text{Maj}} = 161.39 \times 1,1 = 187.13 \text{ KN}$

Surcharges d'exploitation (QT) :

- Surcharge du planché:  $(St \times Q_{étage}) = 17.95 \times 1,50 = \mathbf{26.92 \text{ KN}}$

$NQ = 26.92 \text{ KN}$

3) Plancher Sous-sol :

Charges permanentes (GT) :

- Poids propre du plancher SS :  $(17.95 \times 6,39) = \mathbf{114.70 \text{ KN}}$
- Poids des poutres principale :  $(0,3 \times 0,45) \times (2.625 + 2.765) \times 25 = \mathbf{18.19 \text{ KN}}$
- Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,4) \times (1.805 + 2.405) \times 25 = \mathbf{12.63 \text{ KN}}$
- Poids des murs extérieurs :  $2.81 * 4.43 * (2.8 - 0.45) = \mathbf{29.25 \text{ KN}}$

---

$\Sigma = \mathbf{174.77 \text{ KN}}$

$NG^{\text{Maj}} = 159.15 \times 1,1 = 192.24 \text{ KN}$

Surcharges d'exploitation (QT) :

Surcharge du plancher dalle pleine :  $(St \times Q_{étage}) = 17.95 \times 5 = 89.75 \text{ KN}$

$NQ = 89.75 \text{ KN}$

Tableau 3.8 : Choix des poteaux centraux

Niveau	NG (KN)	NQ (KN)	Nser (KN)	Nu (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	Le choix	Ob
T	169.94	17.95	184.74	252.09	163.85	12.80	30×30	ok
08 <sup>ème</sup>	344.31	44.87	389.18	532.12	345.88	18.59	30×30	ok
07 <sup>ème</sup>	521.83	69.1	590.93	808.12	525.27	22.91	30×30	ok
06 <sup>ème</sup>	699.35	90.64	789.99	1080.08	702.05	26.49	30×30	ok
05 <sup>ème</sup>	876.87	109.49	986.36	1348	876.2	29.60	35×35	ok
04 <sup>ème</sup>	1054.39	125.65	1180.04	1611.9	1047.73	32.36	35×35	ok
03 <sup>ème</sup>	1231.91	139.11	1371.02	1871.74	1216.63	34.88	35×35	ok
02 <sup>ème</sup>	1409.43	152.57	1562	2131.58	1385.53	37.22	40×40	ok
01 <sup>ère</sup>	1586.95	166.57	1753.52	2392.23	1554.95	39.43	40×40	ok
RDC	1762.9	222.4	1985.3	2713.51	1763.78	41.97	40×40	ok

b) Poteau de rive :

$$S = 8.22 \text{ m}^2$$

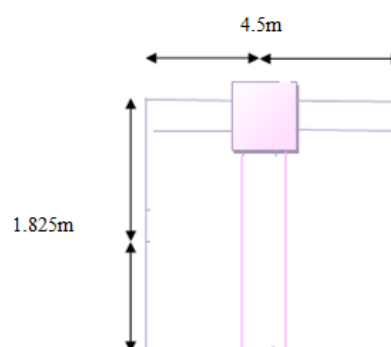


Figure 3.4 : Surface reprise par le poteau de rive

Charges revenant au poteau de rive le plus sollicité :

1) Plancher terrasse :

Charges permanentes (GT) :

- Poids propre du plancher terrasse :  $(8.22 \times 6,55) = 53.84 \text{ KN}$
- Poids des poutres principale :  $(0,3 \times 0,45) \times (2.625 + 1.88) \times 25 = 15.204 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,4) \times (1.825) \times 25 = 5.475 \text{ KN}$
- Poids de l'acrotère :  $2.06 \times 4.5 = 9.27 \text{ KN}$

---

$$\Sigma = 83.79 \text{ KN}$$

$$NG^{\text{Maj}} = 83.79 \times 1,1 = 92.17 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitation (QT) :

$$\text{Surcharge du plancher terrasse: } (S \times Q_{\text{terrasse}}) = 8.22 \times 1,00 = 8.22 \text{ KN.}$$

$$NQ = 8.22 \text{ KN}$$

2) Plancher étage courant :

Charges permanentes (GT) :

- Poids propre du plancher courant :  $(8.22 \times 5,44) = 44.71 \text{ KN}$
- Poids des poutres principale :  $(0,3 \times 0,45) \times (2.625 + 1.88) \times 25 = 15.204 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,4) \times (1.825) \times 25 = 5.475 \text{ KN}$
- Murs Extérieurs :  $2.81 * 4.5 * (3.23 - 0.45) = 35.15 \text{ KN}$

---

$$\Sigma = 100.53 \text{ KN}$$

$$NG^{\text{Maj}} = 100.53 \times 1,1 = 110.59 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitation (QT) :

$$\text{Surcharge du plancher: } (St \times Q_{\text{étage}}) = 8.22 \times 1,50 = 12.33 \text{ KN}$$

$$NQ = 12.33 \text{ KN}$$

3) Plancher Sous-sol :

Charges permanentes (GT) :

- Poids propre du plancher SS :  $(8.22 \times 6.39) = 52.52 \text{ KN}$
- Poids des poutres principale :  $(0,3 \times 0,45) \times (2.625 + 1.88) \times 25 = 15.204 \text{ KN}$
- Poids des murs extérieurs :  $2.81 * 4.5 * (2.8 - 0.45) = 29.71 \text{ KN}$

---

$$\Sigma = 97.43 \text{ KN}$$

$$NG^{\text{Maj}} = 90.28 \times 1,1 = 107,17 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitation (QT) :

$$\text{Surcharge du planché dalle pleine : } (St \times Q_{\text{étage}}) = 8.22 \times 5 = 41.1 \text{ KN}$$

$$NQ = 20.55 \text{ KN}$$



Tableau 3.9 : Choix des sections des poteaux de rive

Niveau	NG (kN)	NQ (kN)	Nser (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	Le choix	Ob
T	107,17	8.22	100.39	136.75	88.88	9.42	30×30	ok
08 <sup>ème</sup>	202.76	20.55	223.31	304.55	197.96	14.06	30×30	ok
07 <sup>ème</sup>	313.35	31.65	345	470.5	305.83	17.49	30×30	ok
06 <sup>ème</sup>	423.94	41.51	465.45	634.58	412.48	20.31	30×30	ok
05 <sup>ème</sup>	534.53	50.14	584.67	796.82	517.93	22.76	30×30	ok
04 <sup>ème</sup>	645.12	57.54	702.66	958.01	622.70	244.96	35×35	ok
03 <sup>ème</sup>	755.71	63.70	819.41	1115.76	725.24	26.94	35×35	ok
02 <sup>ème</sup>	866.3	69.87	936.17	1274.31	828.30	28.78	40×40	ok
01 <sup>ère</sup>	976.89	76.28	1053.17	1433.22	931.59	30.52	40×40	ok
RDC	1076.2	101.84	1178.04	1605.63	1043.65	32.30	45×45	ok

c) Poteau d'angle :

S total = 6.31 m<sup>2</sup>

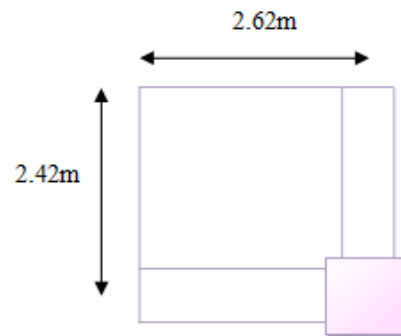


Figure 3.5 : Surface reprise par le poteau d'angle

Charges revenant au poteau d'angle le plus sollicité :

1) Plancher terrasse :

Charges permanentes (GT) :

- Poids propre du plancher terrasse :  $(6.31 \times 6,55) = 41.35\text{KN}$
- Poids des poutres principale :  $(0,3 \times 0,45) \times (2.625) \times 25 = 8.86\text{KN}$
- Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,4) \times (2.405) \times 25 = 7.22\text{KN}$
- Poids de l'acrotère :  $2.06 \times 5.03 = 10.36\text{KN}$

---


$$\Sigma = 67.79\text{KN}$$

$$NG^{\text{Maj}} = 67.79 \times 1,1 = 74.57 \text{KN}$$

Surcharges d'exploitation (QT) :

$$\text{Surcharge du planché terrasse: } (S \times Q_{\text{terrasse}}) = 6.31 \times 1,00 = 6.31 \text{KN}$$

$$NQ = 6.31 \text{ KN}$$

2) Plancher étage courant :

Charges permanentes (GT) :

- Poids propre du plancher courant :  $(6.31 \times 5,53) = \mathbf{34.89 \text{KN}}$
  - Poids des poutres principale :  $(0,3 \times 0,45) \times (2.625) \times 25 = \mathbf{8.86 \text{KN}}$
  - Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,4) \times (2.405) \times 25 = \mathbf{7.22 \text{KN}}$
  - Murs Extérieurs :  $2.81 * 5.03 * (3.23 - 0.45) = \mathbf{39.29 \text{KN}}$
- 
- $$\Sigma = \mathbf{90.26 \text{KN}}$$

$$NG^{\text{Maj}} = 89.7 \times 1,1 = 99.29 \text{KN}$$

Surcharges d'exploitation (QT) :

$$\text{Surcharge du planché: } (St \times Q_{\text{étage}}) = 6.31 \times 1,50 = 9.46 \text{KN}$$

$$NQ = 9.46 \text{ KN}$$

3) Plancher Sous-sol :

Charges permanentes (GT) :

- Poids propre du plancher courant :  $(6.31 \times 5.53) = \mathbf{34.83 \text{KN}}$
  - Poids des poutres principale :  $(0,3 \times 0,45) \times (2.625) \times 25 = \mathbf{8.86 \text{KN}}$
  - Poids des poutres secondaire :  $(0,3 \times 0,4) \times (2.405) \times 25 = \mathbf{7.22 \text{KN}}$
  - Murs Extérieurs :  $2.81 * 5.03 * (2.80 - 0.45) = \mathbf{33.21 \text{KN}}$
- 
- $$\Sigma = \mathbf{84.12 \text{KN}}$$

$$NG^{\text{Maj}} = 84.12 \times 1,1 = 92.53 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitation (QT) :

$$\text{Surcharge du planché: } (St \times Q_{\text{étage}}) = 6.31 \times 5 = 31.55 \text{KN}$$

$$NQ = 31.55 \text{ KN}$$

Tableau 3.10 : Choix des poteaux d'angle

Niveau	NG (kN)	NQ (kN)	Nser (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	Le choix	Ob
T	99.29	6.31	80.88	110.14	71.59	8.46	30×30	ok
08 <sup>ème</sup>	173.24	15.78	189.02	257.54	167.40	12.94	30×30	ok
07 <sup>ème</sup>	271.91	24.29	296.2	403.51	262.28	16.20	30×30	ok
06 <sup>ème</sup>	370.58	31.87	402.45	548.08	356.25	18.87	30×30	ok
05 <sup>ème</sup>	469.25	38.49	507.74	691.22	449.29	21.20	30×30	ok
04 <sup>ème</sup>	567.92	44.17	612.09	832.95	541.41	23.27	30×30	ok
03 <sup>ème</sup>	666.59	48.90	715.50	973.25	632.61	25.15	30×30	ok
02 <sup>ème</sup>	765.25	53.64	818.90	1113.55	723.81	26.90	30×30	ok
01 <sup>ère</sup>	863.93	58.56	922.50	1254.15	815.19	28.55	30×30	ok
RDC	948.05	78.18	1026.23	1397.14	908.14	30.14	35×35	ok

Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'un même niveau, des sections comparables. Le choix final des sections de poteau est regroupé dans le tableau 2.11.

Tableau 3.11 : Choix final des poteaux

Sous Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30X30
8 <sup>ème</sup>	30X30
7 <sup>ème</sup>	35X35
6 <sup>ème</sup>	35X35
5 <sup>ème</sup>	35X35
4 <sup>ème</sup>	40X40
3 <sup>ème</sup>	40X40
2 <sup>ème</sup>	40X40
1 <sup>er</sup>	45X45
RDC	45X45

### 3.5. Predimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous nous sommes basés sur les recommandations du **RPA99 version 03**.

L'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

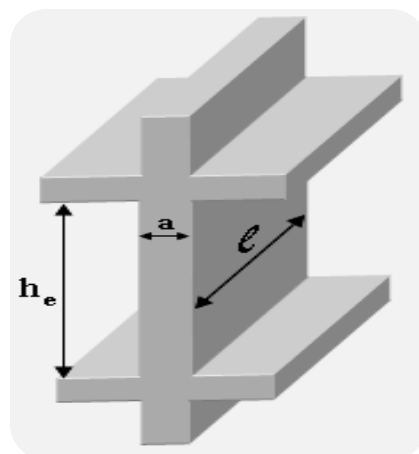


Figure 3.6 : Schéma d'un voile

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max (15 \text{ cm} ; h_e / 22) \dots\dots\dots [1]$$

$h_e$  : hauteur d'étage.

$a_{\min}$ : épaisseur de voile

$$\text{Pour notre cas } h_e = (3,23-0,45) = 2,78 \text{ m.}$$

$$a_{\min} \geq \max (15 \text{ cm} ; 13,9\text{cm}) \implies a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow$$

On opte pour **a = 15 cm**

# **CHAPITRE III**

## **ELEMENTS**

### **SECONDAIRES ET**

### **ELEMENTS NON**

### **STRUCTURAUX**

## 4. ELEMENTS SECONDAIRES ET ELEMENTS NON STRUCTURAUX

### 4.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments structuraux qui se divisent en :
  - Eléments principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
  - Eléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments non structuraux

Dans le présent chapitre nous étudierons les éléments secondaires et les éléments non structuraux que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère et les planchers, 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 ces éléments s'effectue suivant le règlement «BAEL 91 modifié 99» en respectant le règlement parasismique Algérien «RPA 99 version 2003».

### 4.2. L'acrotère

#### 4.2.1. Définition

L'acrotère est un élément non structural de sécurité entourant la terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur

#### 4.2.2. Calcul des charges sollicitant l'acrotère :

La surface de l'acrotère est donnée par :  $S = (0,1 \times 0,60) + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,02/2) = 0,069 \text{ m}^2$

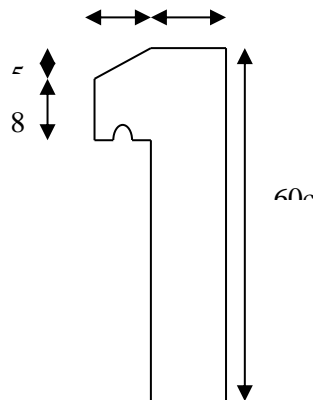


Figure 4.1 : Dimensions de l'acrotère

a) Charge permanente(G):

-Poids propre de l'acrotère : ..... $25 \times 0,069 = 1,725$  kN/ml

-Revêtement : ..... $14 \times 2 \times 0,02 \times 0,6 = 0,336$  kN/m

$$G = 2,06 \text{ kN/ml}$$

b) Charge d'exploitation:

On prend en considération l'effet de la main courante, d'où  $Q = 1,00$  kN/ml

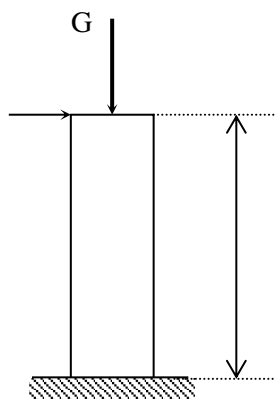


Figure 4.2 : Schéma statique de l'acrotère

L'action des forces horizontales  $Q_h$ : ( $F_p$ )

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p = 4AC_p W_p$  Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone, pour la zone et le groupe d'usage appropriés  $A = 0,25$ .

$C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau  $C_p = 0,8$ .

$W_p$  : Poids de l'acrotère  $= 2,06$  kN.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,52 = 1,648 \text{ kN.}$$

$$Q_h = \max(1,5Q ; F_p) = (1,5 ; 1,648) = 1,648 \text{ kN}$$

#### 4.2.3. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\text{ELU : Effort normal : } N_U = 1,35 G = 1,35 \times 2,06 = 2,781 \text{ kN}$$

$$\text{Moment d'encastrement : } M_U = 1,35 M_G + 1,5 M_{Q_h} \text{ Avec } M_G = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_U = 1,5 Q_h * h = 1,5 \times 1,648 * 0,6 = 1,483 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 1,648 = 2,47 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : Effort normal } N_s = G = 2,06 \text{ kN}$$

$$\text{Moment d'encastrement : } M_s = M_G + M_{Q_h} \text{ Avec } M_G = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_s = Q_h * h = 1,648 * 0,6 = 0,99 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_s = F_p = 1,648 \text{ kN}$$



#### 4.2.4. Ferrailage de la section de l'acrotère

L'acrotère est sollicitée en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Avec :

$h = 10 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ,  $M_U = 1,483 \text{ kNm}$ ,  $N_U = 2,781 \text{ kN}$ ,  $\sigma_b = 17 \text{ MPa}$ ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$ ,  $d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$ ,  $c = c' = 2,5 \text{ cm}$

Calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,483}{2,781} = 0,53 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

On a  $e_0 = 53 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée (SPC)

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc le calcul se fait comme une section à un moment de flexion fictif tel que :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 2,17 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,019$$

D'après l'organigramme:  $M = M_F = 2,17 \text{ kNm}$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$  Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,023$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,91 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,019 \leq 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} \quad A_s = 69,74 \text{ mm}^2$$

D'où

$$N : \text{effort de compression, alors : } A = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_s} \Rightarrow A = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} A_2 = 0,53 \text{ cm}^2 \\ A_1' = 0 \end{cases}$$

#### 4.2.5. Condition De Non Fragilité

$$A_{s \min} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 90 \times (2,1/400) = 1,08 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_s = \max ( A_2 ; A_{\min} ) = 1,08 \text{ cm}^2$

La section choisie est 4T8 avec  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

Armature De Répartition

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.502 \leq A_r \leq 1.005$$

Donc, on prendra :  $A_r = 1.13 \text{ cm}^2 = 4T6$ ,  $e = 15 \text{ cm}$

Espacement:

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min[3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$S_{tr} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \leq S_{\min tr} = \min[4h = 40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### 4.2.6. Vérification A L'ELS

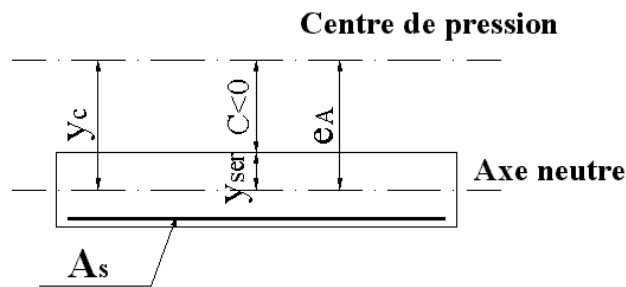


Figure 4.3 : Distance de l'axe neutre

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme de la flexion composée à l'ELS

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,99}{2,06} = 0,48 \text{ m} \text{ on prend } e_0 = 48 \text{ cm} \text{ et } \frac{h}{2} - c' = 2,5 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } e_0 = 48 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 52 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [1], On résout l'équation du troisième degré :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre. Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5317,55 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 153177,71 \end{array} \right. \text{ et}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left( \frac{4p^3}{27} \right) = -2,1 \cdot 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 163,74$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,92$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,53 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 49,79 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 35,74 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c = 49,79 \text{ cm}$  car :  $y_{ser} > 0$  et  $y_{ser} = (y_c + c) < d$

D'où  $y_{ser} = 49,79 - 43 = 6,79 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 6,79 \text{ cm} \\ y_c = 49,79 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - c')^2 \right] = 10559,44 \text{ cm}^4$$

$$A_s' = 0 \text{ cm}^2 ; \quad n = 15$$

#### 4.2.7. Vérification Des Contraintes

Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,06 \cdot 10^3 * 49,79 \cdot 10}{10559,44 \cdot 10^4} \right) * 67,9 = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 0,32 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 0,63 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### 2.7. Vérification De L'effort Tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}\} = 3 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,472 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,027 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 25 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

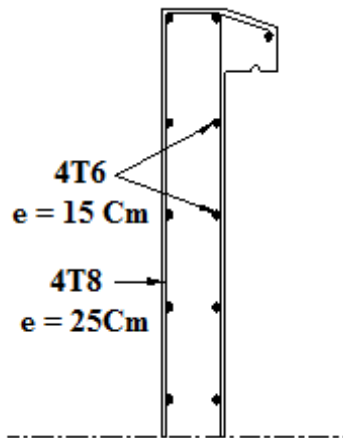


Figure 4.4 : Ferraillage de l'acrotère

### 4.3. Etude des planchers

#### 4.3.1. Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle d'isoler les différents étages du point de vue thermique et acoustique, répartir les charges horizontales dans les contreventements et assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Les planchers dont sera le sujet du paragraphe seront les planchers en en corps creux. Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm<sup>3</sup> avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

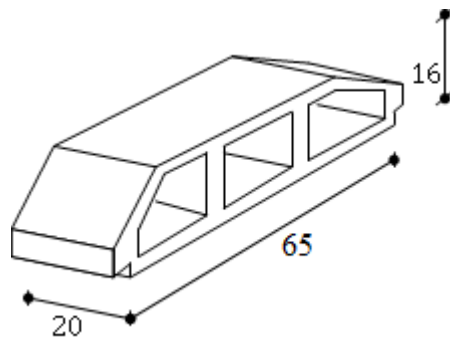


Figure 4.5 : Dimensions du corps creux

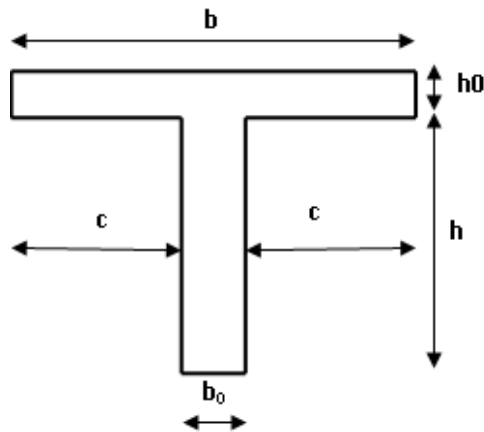


Figure 4.6 : Dimensions d'une poutrelle

#### 4.3.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas:  $L_{\max} = 4,81$  m) et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastree aux poutres de rives.

Pour notre ouvrage on a deux types de poutrelle:

Poutrelle à 02 travées

Poutrelle à 03 travées

##### a) Dimensions des poutrelles

$$\frac{l}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{l}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{481}{25} \leq h \leq \frac{481}{20}$$

$$\Rightarrow 19,24 \leq h \leq 24,05 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 21 \text{ cm} & ; & h_0 = 5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; & b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

1) Méthode forfaitaire :

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- Conditions concernant la charge d'exploitation :

Charges uniformément réparties :  $Q \leq \text{Min} (2.G \text{ et } 5 \text{ kN/m}^2)$

Charges concentrées :  $P \leq \text{Min} (Q/4 \text{ et } 2 \text{ kN})$

P : charge permanente concentrée (en kN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en kN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

- Conditions concernant les caractéristiques géométriques :

-le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

-le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

- Condition concernant le type de fissuration :

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

$$1/M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2/M_t \geq M_{\max} \begin{cases} \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 & \text{si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :

$M_0$  : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$M_w$ ;  $M_e$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$M_t$  : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

**Moment sur appuis :**

$M=0,2M_0$ .....appuis de rive

$M=0,6M_0$ .....pour une poutre à deux travées

$M=0,5M_0$ .....pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées

$M=0,4M_0$ .....pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

## 2) Méthode de CAQUOT:

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, elle est basée sur le principe des poutres continues.

### Exposé de la méthode :

Moment sur appui :  $M_a = 0.15M_0$  Appuis de rive.

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} \text{ Appuis intermédiaire. Avec : } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

Moment en travée :

$$\frac{q l^2}{8} - \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right)$$

Avec :

$M_0$ : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;

$(M_w ; M_e)$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;

$q_w$ : charge répartie à gauche de l'appui considérée.

$q_e$ : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives «  $l'_w$  » à gauche et «  $l'_e$  » à droite, avec :

$l'=l$ .....pour une travée de rive

$l'=0,8l$ .....pour une travée intermédiaire

Où «  $l$  » représente la portée de la travée libre.

### Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{q l}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{q l}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

$T_w$  : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

$T_e$  : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

c) Calcul Des Poutrelles:

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes:

1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la dalle de compression.

2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la table de compression.

1) Etapes de calcul des poutrelles :

1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la table de compression

Poutrelle de travée L= 3,65m

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

Son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge due à l'ouvrier Q=1kN/m<sup>2</sup>

Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle.....0,12x0,05x25 = 0,15kN/ml

Poids du corps creux.....0,65x0,20x14 = 1,82kN/ml

---

$$G=1,97\text{kN/ml}$$

Charges d'exploitation :

$$Q=1\times 0,65=0,65\text{kN/ml}$$

Combinaison des charges :

E.L.U :  $q_u=1,35G+1,5Q=3,64\text{kN/ml}$

E.L.S :  $q_{ser}=G+Q=2,62\text{kN/ml}$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (3,65)^2}{8} = 6,06\text{kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (3,65)^2}{8} = 4,36\text{kNm}$$

Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L. U

$M_u=6,06\text{ kNm}$  ;  $b=12\text{cm}$  ;  $d=0,9h_0=4,5\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=17\text{ Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 1,759 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.



On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

**2<sup>ème</sup> étape :** Après le coulage de la table de compression.

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té ».

Evaluation des charges et surcharges :

Plancher terrasse

Charge permanentes :  $G=6,65 \times 0,65 = 4,25 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation :  $Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$

Plancher courant

Charge permanente :  $G=5,44 \times 0,65 = 3,53 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml}$

Combinaison des charges :

Plancher terrasse : E.L.U :  $q_u=1,35G+1,5Q = 6,71 \text{ kN/ml}$

E.L.S :  $q_{ser}=G+Q= 4,90 \text{ kN/ml}$

Plancher courant : E.L.U :  $q_u=1,35G+1,5Q=6,22 \text{ kN/ml}$

E.L.S :  $q_{ser}=G+Q=4,50 \text{ kN/ml}$

D'après les résultats, nous remarquons que le plancher terrasse est le plus sollicité.

$$\begin{cases} q_u = 6,71 \text{ kN / ml} \\ q_{ser} = 4,90 \text{ kN / ml} \end{cases}$$

2) Calcul des efforts internes :

**Type1 :** Poutrelle à trois travées.

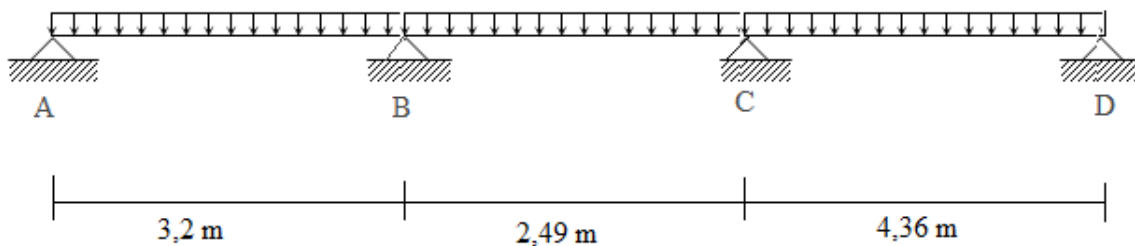


Figure 4.7 : Schéma statique de la poutrelle à trois travées

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,2}{2,49} = 1,28 \notin [0,85;1,25]$$

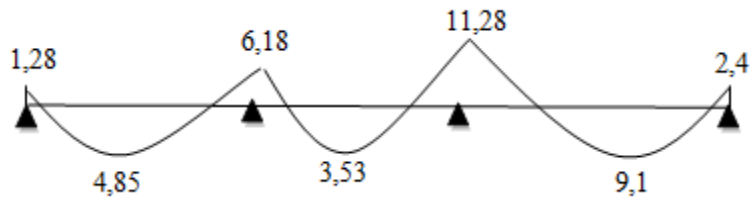
Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de Caquot.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les figures qui suivent :

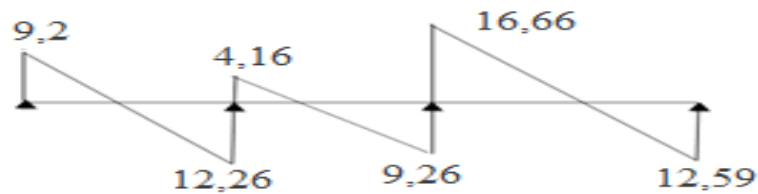
### ELU

**Tableau 4.1 :** Valeurs des efforts internes (M, T) de la poutrelle à trois travées à l'ELU

Travée	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
A-B	8,58	4,85	1,28	6,18	9,20	-12,26
B-C	5,20	-3,53	6,18	11,28	4,16	-9,26
C-D	15,94	9,1	11,28	2,4	16,66	-12,59



**Figure 4.8 :** Diagramme des moments fléchissants de la poutrelle à trois travées à l'ELU



**Figure 4.9 :** Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à trois travées à l'ELU

### ELS

**Tableau 4.2 :** Valeurs des efforts internes (M, T) de la poutrelle à trois travées à l'ELS

Travée	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
A-B	6,27	3,54	0,94	4,51	6,72	-8,95
B-C	3,79	-2,58	4,51	8,23	3,04	-6,76
C-D	11,64	6,65	8,23	1,76	12,16	-9,19

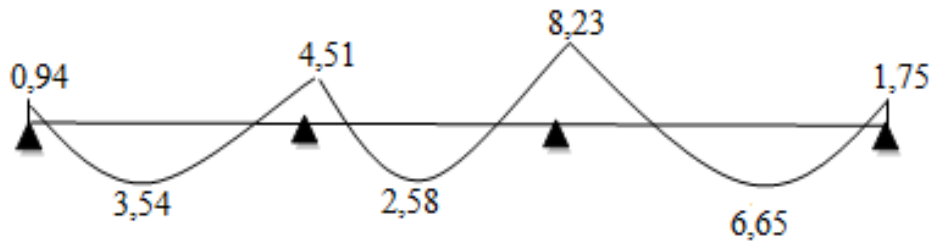


Figure 4.10 : Diagramme des moments fléchissants de la poutrelle à trois travées à l'ELS

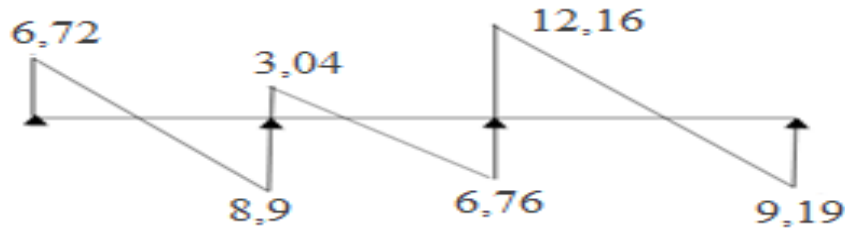


Figure 4.11 : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à trois travées à l'ELS

**Type2 :** Poutrelle à deux travées.

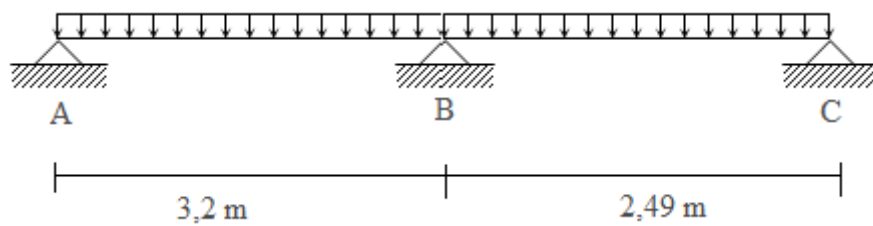


Figure 4.12 : Schéma statique de la poutrelle à deux travées

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,2}{2,49} = 1,28 \notin [0,85;1,25]$$

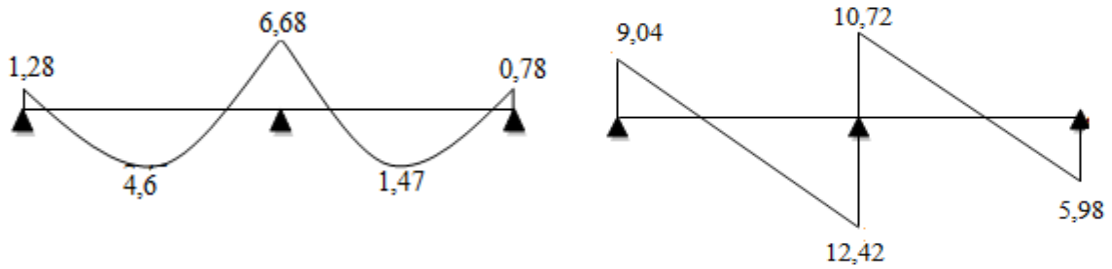
Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de Caquot.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les figures qui suivent :

**ELU**

**Tableau 4.3 :** Valeurs des efforts internes (M, T) de la poutrelle à deux travées à l'ELU

Travée	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
A-B	8,58	4,6	1,28	6,68	9,04	-12,42
B-C	5,20	1,47	6,68	0,78	10,72	-5,98

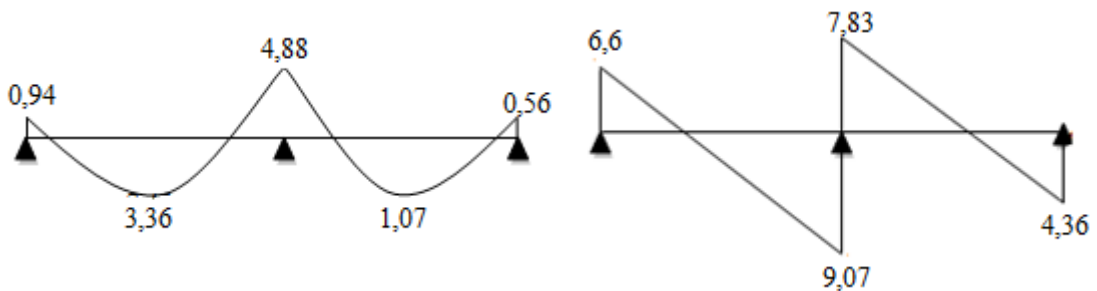


**Figure 4.13 :** Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants de la poutrelle à deux travées à l'ELU

**ELS :**

**Tableau 4.4 :** Valeurs des efforts internes (M, T) de la poutrelle à deux travées à l'ELS

Travée	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
A-B	6,27	3,36	0,94	4,88	6,60	9,07
B-C	3,79	1,07	4,88	0,56	7,83	4,36



**Figure 4.14 :** Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants de la poutrelle à deux travées à l'ELS

4.3.3.Calcul du ferrailage

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U :  $M_{tu}^{max}=9,10$  kNm ,  $M_{au}^{max}=11,28$  kNm  $T_u^{max}=16,66$  kN

E.L.S :  $M_{tser}^{max}=6,65$  kNm ,  $M_{aser}^{max}=8,23$  kNm

**Ferrailage en travée :**

$h=21$  cm ;  $h_0=5$ cm ;  $b=65$ cm ;  $b_0=12$ cm ;  $d=0,9h=18,9$ cm ;  $\sigma_{bc}=17$  MPa ;  $f_e=400$ MPa ;  $f_{c28}=30$ MPa ;  $f_{t28}=2,4$ MPa

Le calcul des sections en forme de «Té» s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.

Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 75,52.kNm$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

$$M_{tu} = 9,1 \text{ Kn.m} < M_{tab}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table «b». Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple. D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau 4.5 : Sections d'armatures en travée

$M_{tu}$ (kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
9,1	0,027	Oui	0	0,034	18,64	Oui	10‰	348	1,40

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,48 \text{ cm}^2; 1,40 \text{ cm}^2\} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ( $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$ )

**Ferrailage en appui :**

On a :  $M_{au}^{\max} = 11,28 \text{ kNm} < M_{tab} = 75,52 \text{ kNm}$

L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b_0xh$ ) en flexion simple.

Tableau 4.6 : Section d'armatures en appui

$M_{au}$ (kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
11,28	0,185	Oui	0	0,257	16,95	Oui	10‰	348	1,91

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,91 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 ( $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ )

#### 4.3.4. Vérifications

##### **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 16,66 \text{ kN}$ .

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,733 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

##### Au voisinage des appuis :

##### Appuis de rives :

Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $T_u = 16,66 \text{ kN}$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{16,66 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,81 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales:

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

##### Appuis intermédiaires :

Vérification de la contrainte de compression

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{9,26 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,453 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \text{ D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS,}$$

on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b=65\text{cm}$  (travée) ;  $b_0=12\text{cm}$  (appuis) ;  $c=c'=2\text{cm}$

Y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée

Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 - (b - b_0) \cdot \frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A'_s \cdot (y - c') - \eta A_s \cdot (d - y) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'_s \cdot (y - c')^2 + \eta A_s (d - Y)^2. \end{cases}$$

Tableau 4.7 : Vérification à l'ELS

	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	6,65	2,36	4,02	9235,64	2,89	Vérifiée
Appuis	8,23	2,26	3,94	8912,07	3,63	Vérifiée

Vérification de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h = 21\text{ cm}$  ;  $b_0 = 12\text{ cm}$  ;  $d = 18,9\text{ cm}$  ;  $L = 4,81\text{ m}$  ;  $M_{\text{tser}} = 6,65\text{ kN.m}$  ;  $A_s = 2,36\text{ cm}^2$  ;  $f_e = 400\text{ MPa}$ .  
 $M_0 = 14,17\text{ kN.m}$

Alors:

$$\frac{h}{L} = 0,043 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{Non - vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0104 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,043 > 0,046 \dots \dots \dots \text{Non - vérifiée}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [1].

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,96\text{ cm} \quad (L < 5\text{ m})$$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre «  $y_1$  » /

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène «  $I_0$  »:

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs:

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$



$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau 4.8 : Calcul de la flèche

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_1$ (cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
6,65	2,36	6,11	0,010	149,08	3,95	1,64	0,544	23914,03	8354,11	12602,25

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,56MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11496,76MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,573cm \quad (L = 4.81m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,12cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,55cm < \bar{f} = 0,96cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

#### 4.3.5. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{ij}K}{0,8fe} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t fe}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

Selon [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right)$$

$\phi_t$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,6\text{cm} ; 1 \text{ cm} ; 0,65\text{cm}) = 0,6\text{cm}$$

On adopte :  $\phi_t = 6\text{mm}$

Donc :

Nous avons

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 6,38.10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,04.10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

$$\text{On adopte : } A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

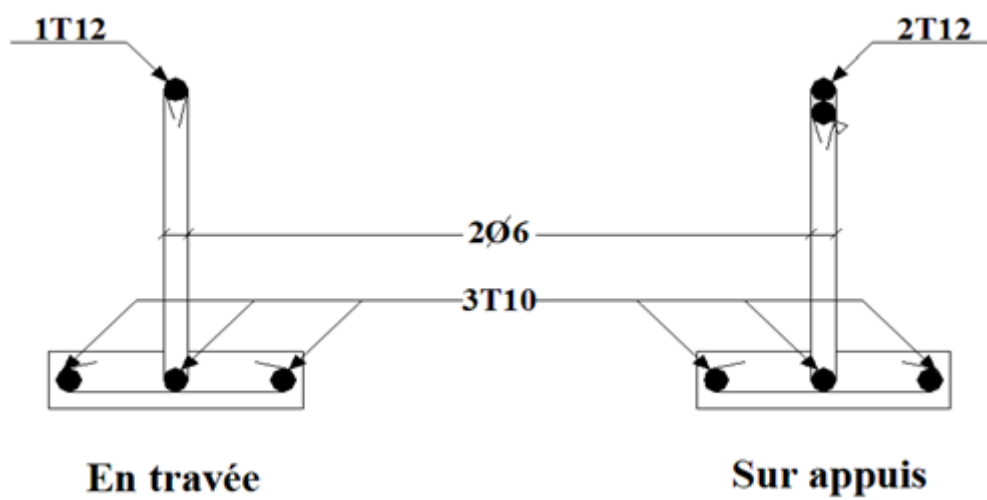


Figure 4.15 : Ferrailage des poutrelles en travée et en appui

# **CHAPITRE IV**

## **CALCUL DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

## 4. CALCUL DYNAMIQUE ET SISMIQUE

### 4.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques reste insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période...) sous l'effet du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS 17 qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

### 4.2. Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

#### 4.2.1. Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

#### 4.2.2. Caractéristiques dynamiques propres:

L'étude des oscillations libres de notre structure modélisée et supposée non amortie, donne une bonne approximation du mouvement réel et fournit tous les éléments nécessaires pour le calcul des oscillations forcées.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement est :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$\{\ddot{X}\}; \{X\}$  : Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

[M] : matrice masse de la structure.

[K] : matrice de rigidité de la structure.

Une solution particulière est donnée par l'expression :

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Où :

{A} : Vecteur des amplitudes.

$\omega$  : Fréquence de vibration.

$\varphi$  : Angle de déphasage.

Les accélérations en VLNA sont données :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

L'équation (4) doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues  $A_i$  ; c'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non -nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est-à-dire :

$$\det [[K] - \omega^2 [M]] = 0 \rightarrow \text{« équation caractéristique »} \dots\dots\dots (6)$$

En développant cette équation. On obtient une équation polynomiale de degré (2n) en ( $\omega$ ).

Les (n) solutions ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations des (n) modes de vibration possible.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ ).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A} ou forme modale.

#### 4.2.3. Modélisation de la structure:

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complication et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

La modélisation est une démarche qui demande une compréhension approfondie des phénomènes physiques et des outils de calcul scientifique.

#### 4.2.4. Modélisation de rigidité:

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

#### 4.2.5. Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version 2003** avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

#### 4.3. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

##### 4.3.1. La méthode statique équivalente

a) Principe :

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

sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

a. Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- 1) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- 2) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, les conditions complémentaires suivantes :

- Zone III
- Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
  - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
  - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

- 3) La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

#### 4.3.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a. Principe :

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.



- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20\text{sec} \dots\dots (4-14) [2]$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_K$  la période du mode K.

b) Analyse spectrale :

➤ Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots\dots (4-13) [2]$$

Avec :

**g** : accélération de la pesanteur.

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

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

**R** : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

**Q** : Facteur de qualité

❖ **Représentation graphique du spectre de réponse :**



Figure 4.1 : Spectre de réponse

❖ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des 1<sup>ères</sup> vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " $V_t$ " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " $V$ " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $r = \frac{0,8V}{V_t}$ .

❖ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Cette force  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- Classification de l'ouvrage selon son importance

Dans notre cas : nous avons un bâtiment à usage d'habitation, donc il est de Groupe 2 situé dans la zone sismique **III**, ce qui implique  $A=0,25$ .

- Facteur d'amplification dynamique moyen D

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

La catégorie de site est : sol meuble S3 => 
$$\begin{cases} T1 = 0.15 \text{ s.} \\ T2 = 0.50 \text{ s.} \end{cases}$$

- Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est fonction du pourcentage critique  $\xi$  où :  $\xi = 7\%$  (Portique en béton armé et de remplissage dense) .

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,88$$

- La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale ( $T_f$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le « RPA 99 version 2003 » :

Nous avons : soit  $T_f = C_T (h_N)^{3/4}$

Avec :

$h_N$  : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h)

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas nous avons des portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie, donc :

$C_T = 0,05$ .  $T_f = 0,050 (29,07)^{3/4} = 0,62 \text{ s.}$

Soit  $T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

Avec :

$h_N$  : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Suivant la direction (x - x) :  $T_{fx} = \frac{0,09 \times 29,07}{\sqrt{36,3}} = 0,43 \text{ s}$

Suivant la direction (y - y) :  $T_{fy} = \frac{0,09 \times 29,07}{\sqrt{17,17}} = 0,59 \text{ s}$

**Sens (x-x) :**  $T_x = \text{Min} ( 0.62 , 0,43 ) = 0,43$

**Sens (y-y) :**  $T_y = \text{Min} ( 0.62 , 0,59 ) = 0,59$

$$D'ou : D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta(T^2/T)^{2/3} & T2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(T^2/T)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Donc :  $=> D_x = 2,5 * 0,88 = 2,2$

$$\Rightarrow Dy = 2,5 * 0,88 * \left(\frac{0,5}{0,59}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,97$$

- Facteur de qualité Q

Il est fonction de :

-La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.

-La régularité en plan et en élévation.

-La qualité du contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau 4.1 : Facteur de qualité

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	oui	0.00	oui	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.10	non	0.10

$$Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0+0.05+0.1)=\mathbf{1.30}$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0+0.05+0.1)=\mathbf{1.30}$$

- Coefficient de comportement R:

En fonction du système de contreventement,  $R = 5$  (Mixte portique /voiles avec interaction)  $H < 48$  m.

Donc :

$$V_x = \frac{(0.25)(2,2)(1.3)}{5} w \Rightarrow V^X = 0,143 W$$

$$V_y = \frac{(0.25)(1,97)(1.3)}{5} w \Rightarrow V^Y = 0,128 W$$

4.4. Résultats de l'analyse sismique :

4.4.1.Premier modèle

C'est un modèle sans voiles, qui nous permet de visualiser le comportement et avoir ainsi une idée sur l'emplacement des voiles.

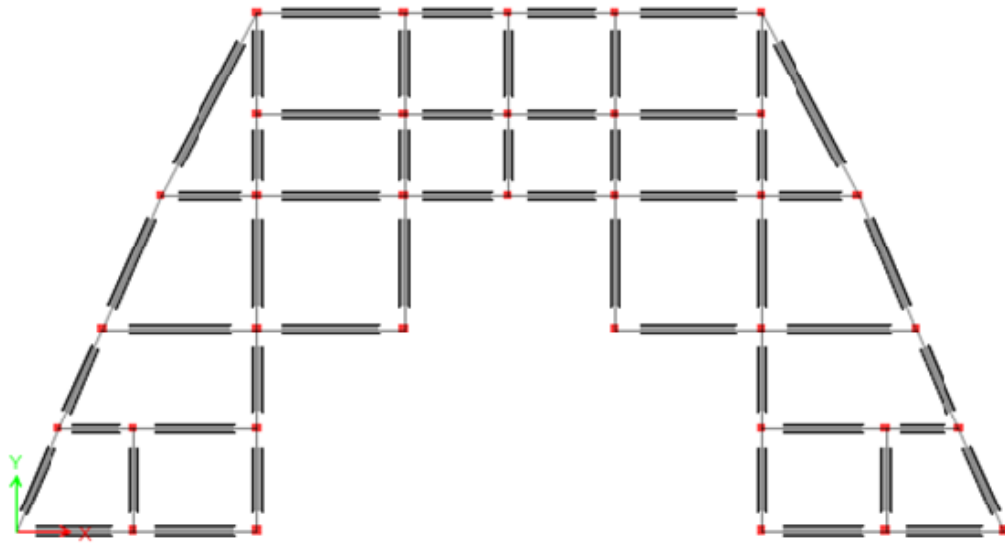


Figure 4.2 : Vue en plan du modèle 01

a) Caractéristiques dynamiques propres :

D'après l'analyse dynamique de la structure, nous avons :

- Une période fondamentale :  $T = 1,19$  sec (tableau 4.2.)
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y .
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode couplé.

Tableau 4.2 : Participation massique du modèle initial

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,19	0,00001613	0,7693	0	0,00001613	0,7693
2	1,156	0,2923	0,0001	0	0,2923	0,7693
3	1,089	0,4766	2,717E-06	0	0,769	0,7693
4	0,419	2,601E-06	0,1189	0	0,769	0,8882
5	0,403	0,0495	0	0	0,8184	0,8882
6	0,391	0,0703	0,00000484	0	0,8887	0,8883
7	0,249	6,164E-06	0,0409	0	0,8887	0,9291
8	0,238	0,0142	0,0000219	0	0,9029	0,9292
9	0,237	0,027	0,00004011	0	0,9299	0,9292
10	0,169	5,971E-06	0,0226	0	0,9299	0,9518
11	0,162	0,0043	0,0001	0	0,9341	0,952
12	0,162	0,018	0,0001	0	0,9521	0,9521

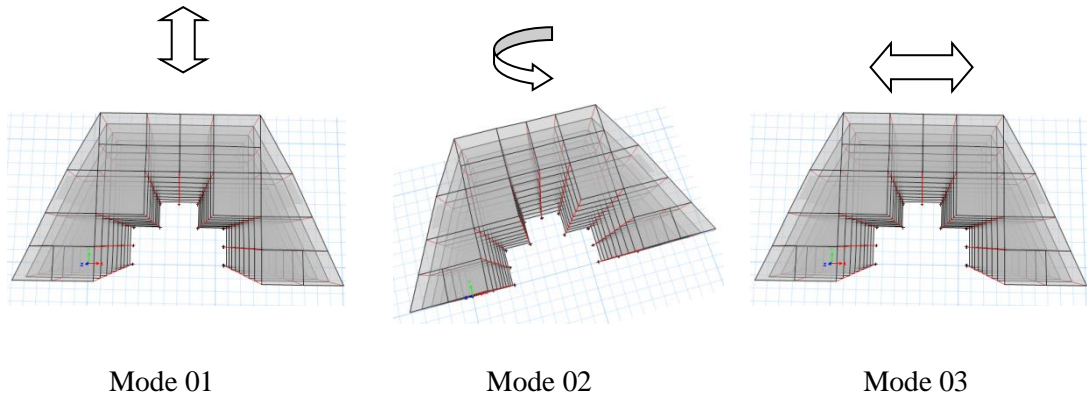


Figure 4.3 : Les modes 1, 2 et 3 du modèle1

b) Résultantes des forces sismiques :

- $W = 38429,03 \text{ KN} \rightarrow V_x = 5495,35 \text{ KN} \rightarrow 0,8V_x = 4396,28 \text{ KN}$   
 $\rightarrow V_y = 4918,91 \text{ KN} \rightarrow 0,8V_y = 3935,12 \text{ KN}$

$$F_1 = V_t^x = 4356,25 \text{ KN}$$

$$F_1 = V_t^y = 4462,31 \text{ KN}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 4356,05 < 0,8 V^x = 4396,28 \text{ KN} \\ V_t^y = 4462,31 > 0,8 V^y = 3935,12 \text{ KN} \end{cases}$$

Le rapport :

$$\left\{ rx = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,01 \right.$$

c) Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article **5.10** du **RPA99 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R \frac{0,8V^x}{V_t^x} \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \frac{0,8V^y}{V_t^y} \delta_{eK}^y \quad rx = \frac{0,8V^x}{V_t^x} > 1,$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \quad \text{et}$$

$$ry = \frac{0,8V^y}{V_t^y} > 1$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ ).

Tableau 4.3 : Vérification des déplacements inter-étages du modèle1

Niveaux	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
Etage 8	6,08	30,42	5,57	27,85	1,76	1,78	3,23	Vérifié
Etage 7	5,73	28,65	5,21	26,07	3,01	2,87	3,23	Vérifié
Etage 6	5,12	25,64	4,640	23,20	3,121	2,92	3,23	Vérifié
Etage 5	4,50	22,52	4,055	20,27	3,79	3,50	3,23	Non vérifié
Etage 4	3,74	18,73	3,355	16,77	4,32	3,93	3,23	Non vérifié
Etage 3	2,88	14,40	2,56	12,83	3,91	3,39	3,23	Non vérifié
Etage 2	2,09	10,49	1,88	9,44	4,15	3,65	3,23	Non vérifié
Etage 1	1,26	6,34	1,158	5,79	4,07	3,67	3,23	Non vérifié
RDC	0,45	2,27	0,42	2,11	2,27	2,11	3,23	Vérifié

#### 4.4.2. Deuxième modèle

En vue des résultats du modèle initial et après plusieurs tentatives, nous faisons le choix de placer les voiles selon ce qui est montré dans la figure 4.4

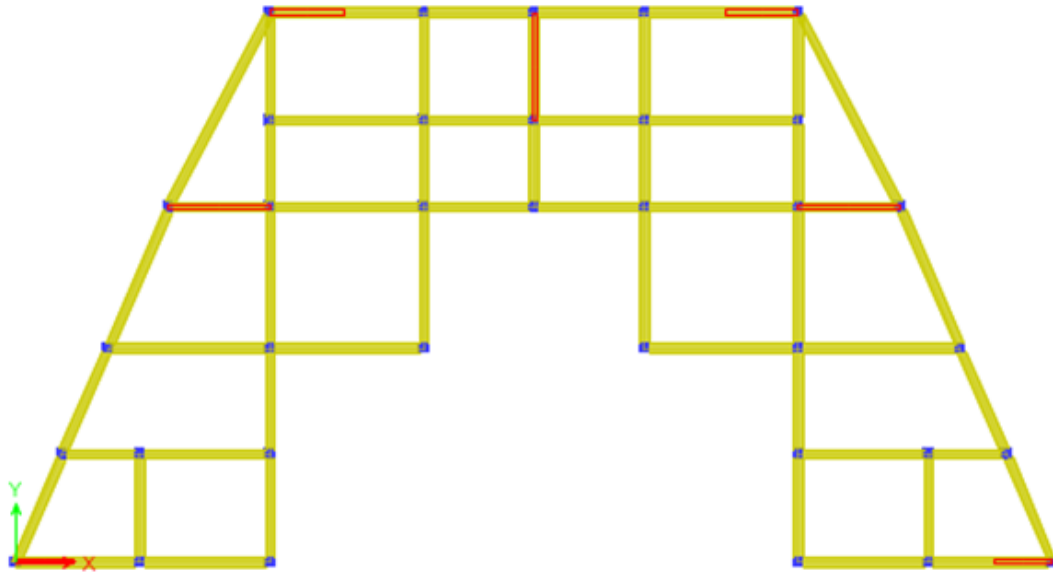


Figure 4.4 : Vue en plan du modèle 2

a) Caractéristiques dynamique propres du modèle:

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=0,819$  sec
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **9<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y .
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x .

Tableau 4.4 : Participation massique du modèle 2

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	0,819	2,15E-06	0,7204	0	2,15E-06	0,7204
2	0,816	0,0761	2,12E-05	0	0,0761	0,7204
3	0,627	0,6224	0	0	0,6985	0,7204
4	0,259	0,0119	1,24E-06	0	0,7105	0,7204
5	0,25	0	0,1489	0	0,7105	0,8694
6	0,18	0,1515	0	0	0,862	0,8694
7	0,134	0,003	0	0	0,865	0,8694
8	0,126	0	0,0605	0	0,865	0,9298
9	0,085	0,0612	0	0	0,9261	0,9298
10	0,084	0,0029	0	0	0,929	0,9298
11	0,08	0	0,0303	0	0,929	0,9602
12	0,058	0,0007	1,01E-06	0	0,9298	0,9602



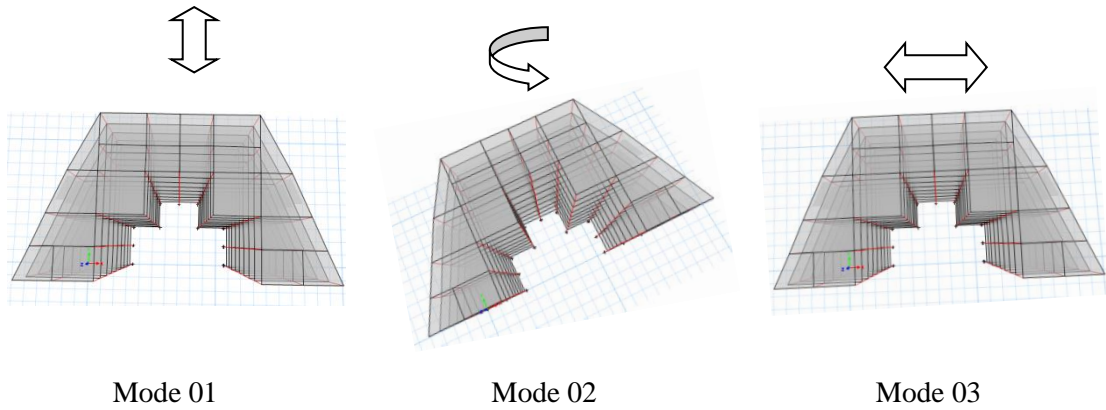


Figure 4.5 : Les modes 1, 2 et 3 du modèle 2

b) Résultantes des forces sismiques :

- $W = 39794,32 \text{ KN} \rightarrow V_x = 5690,58 \text{ KN} \rightarrow 0,8V_x = 4552,46 \text{ KN}$   
 $\rightarrow V_y = 5093,67 \text{ KN} \rightarrow 0,8V_y = 4074,93 \text{ KN}$

$$F_1 = V_t^x = 4356,25 \text{ KN}$$

$$F_1 = V_t^y = 4462,31 \text{ KN}$$

Ce qui donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 5055,41 > 0,8 V^x = 4552,46 \text{ KN} \\ V_t^y = 4836,41 > 0,8 V^y = 4074,93 \text{ KN} \end{array} \right.$$

c) Vérification des déplacements inter étage :

Tableau 4.5 : Vérification des déplacements inter-étages du 2<sup>ème</sup> modèle

Niveaux	$\delta_{eK}^y (Cm)$	$\delta_K^y (Cm)$	$\delta_{eK}^x (Cm)$	$\delta_K^x (Cm)$	$\Delta_K^y (Cm)$	$\Delta_K^x (Cm)$	$\bar{\Delta} (Cm)$	Observation
Etage 8	3,84	19,24	3,01	15,05	1,77	1,53	3,23	Vérifié
Etage 7	3,49	17,46	2,70	13,52	2,13	1,73	3,23	Vérifié
Etage 6	3,06	15,32	2,35	11,78	2,36	1,90	3,23	Vérifié
Etage 5	2,59	12,96	1,97	9,88	2,60	2,04	3,23	Vérifié
Etage 4	2,07	10,36	1,56	7,83	2,63	2,06	3,23	Vérifié
Etage 3	1,54	7,73	1,15	5,77	2,60	1,99	3,23	Vérifié
Etage 2	1,02	5,13	0,75	3,78	2,31	1,75	3,23	Vérifié
Etage 1	0,56	2,81	0,40	2,02	1,87	1,36	3,23	Vérifié
RDC	0,18	0,94	0,13	0,65	0,94	0,65	3,23	Vérifié

#### 4.4.3. Troisième modèle

Pour ce troisième modèle, nous faisons le choix de changer l'emplacement et le nombre de voiles et d'augmenter les sections des poteaux, les sections des poteaux sont données dans le tableau 4.6

Tableau 4.6 : Sections des poteaux

Sous Niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	45X45
8 <sup>ème</sup>	45X45
7 <sup>ème</sup>	50X50
6 <sup>ème</sup>	50X50
5 <sup>ème</sup>	50X50
4 <sup>ème</sup>	55X55
3 <sup>ème</sup>	55X55
2 <sup>ème</sup>	60X60
1 <sup>er</sup>	60X60
RDC	60X60

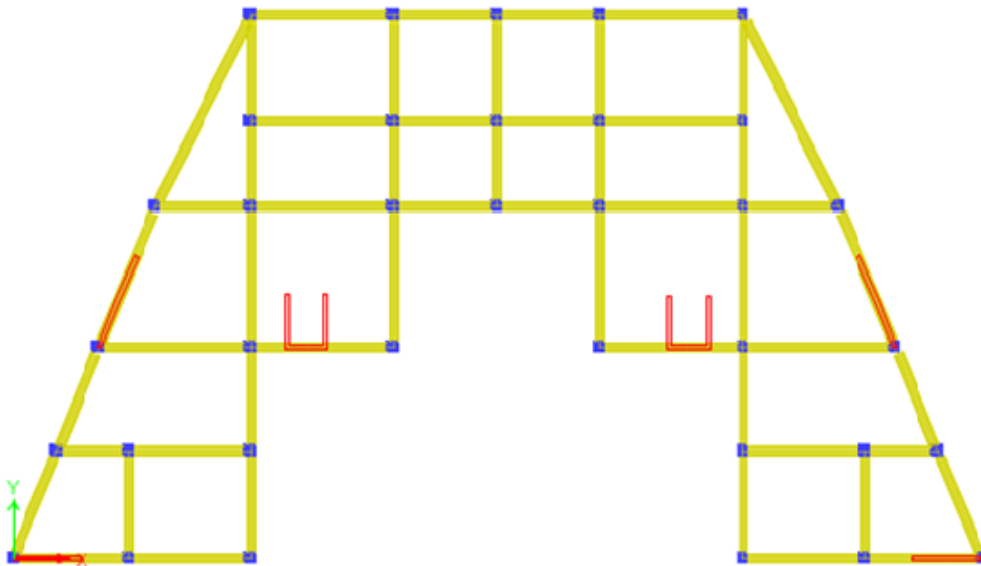


Figure 4.6 : Vue en plan du modèle 3

a) Caractéristiques dynamique propres du modèle:

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=0,735$  sec
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

Tableau 4.7 : Participation massique du 3<sup>ème</sup> modèle

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum Ux	Sum Uy
1	0,735	3,28E-06	0,7266	0	3,28E-06	0,7266
2	0,67	0,6316	8,97E-06	0	0,6316	0,7266
3	0,641	0,1006	6,85E-06	0	0,7322	0,7266
4	0,219	0	0,1415	0	0,7322	0,8681
5	0,203	0,1365	0	0	0,8686	0,8681
6	0,19	0,0093	3,03E-06	0	0,878	0,8681
7	0,115	1,29E-06	0,0007	0	0,878	0,8688
8	0,115	0,001	7,49E-07	0	0,8789	0,8688
9	0,108	0	0,0576	0	0,8789	0,9264
10	0,104	0,0483	8,10E-07	0	0,9272	0,9264
11	0,092	0,0057	1,50E-06	0	0,9329	0,9264
12	0,066	0,0268	1,14E-05	0	0,9597	0,9264

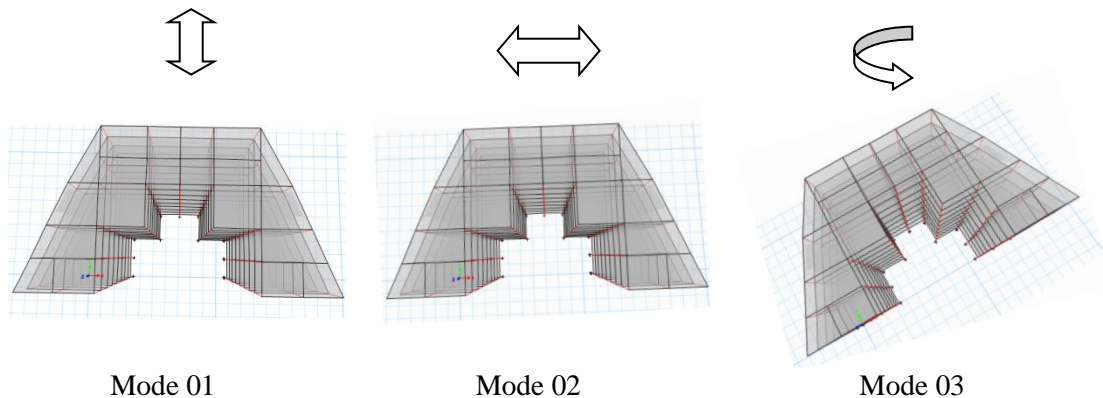


Figure 4.7 : Les modes 1,2 et 3 du modèle 3

b) Résultantes des forces sismiques :

- $W = 40809,87$  KN  $\rightarrow V_x = 5835,81$  KN  $\rightarrow 0,8V_x = 4668,64$  KN  
 $\rightarrow V_y = 5223,66$  KN  $\rightarrow 0,8V_y = 4178,93$  KN

$$F_1 = V_t^x = 5574,74 \text{ KN}$$

$$F_1 = V_t^y = 5299,71 \text{ KN}$$

Ce qui donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 5574,74 > 0,8 V^x = 4668,64 \text{ KN} \quad \text{Ok} \\ V_t^y = 5299,71 > 0,8 V^y = 4178,93 \text{ KN} \quad \text{Ok} \end{array} \right.$$

c) Vérification des déplacements inter étage :

Tableau 4.8 : Vérification des déplacements inter-étages du 3<sup>ème</sup> modèle

Niveaux	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
Etage 8	3,31	16,55	3,04	15,2	1,5	1,45	3,23	Vérifié
Etage 7	3,01	15,05	2,75	13,75	1,75	1,7	3,23	Vérifié
Etage 6	2,66	13,3	2,41	12,05	1,95	1,85	3,23	Vérifié
Etage 5	2,27	11,35	2,04	10,2	2,2	2	3,23	Vérifié
Etage 4	1,83	9,15	1,64	8,2	2,3	2,1	3,23	Vérifié
Etage 3	1,37	6,85	1,22	6,1	2,3	2,05	3,23	Vérifié
Etage 2	0,91	4,55	0,81	4,05	2,1	1,15	3,23	Vérifié
Etage 1	0,49	2,45	0,58	2,9	1,65	0,7	3,23	Vérifié
RDC	0,16	0,8	0,44	2,2	0,8	2,2	3,23	Vérifié

d) Vérification du critère de l'effort normal réduit :

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

Avec :

$B_c$  : section de poteau

$N_d$  : G+Q ±E

Les résultats sont regroupés dans le tableau 4.9

Tableau 4.9 : Vérification de l'effort normal

Niveaux	$N_d$ (KN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$v$	Obs
E8	180,26	45*45	0,03	<0,3

E7	329,04	45*45	0,06	<0,3
E6	524,76	50*50	0,08	<0,3
E5	773 ,85	50*50	0,12	<0,3
E4	1123,17	50*50	0,17	<0,3
E3	1540,04	55*55	0,20	<0,3
E2	1982,29	55*55	0,26	<0,3
E1	2428,89	60*60	0,26	<0,3
R.D.C	2698 ,14	60*60	0,29	<0,3

Les efforts normaux réduits ne dépassent pas les valeurs imposées par le RPA99 version 2003.

e) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré. Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 [2]$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations 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 d'étage 'k' comme indique-la figure.

Niveaux	Pk (KN)	Δy (cm)	Vy (KN)	Hk(m)	θy onne5	observation
Etage 8	3838,87	1,5	1024,27	3,23	0,017	vérifiée
Etage 7	8241,91	1,75	2031,48	3,23	0,021	vérifiée
Etage 6	12770,62	1,95	2839,78	3,23	0,027	vérifiée
Etage 5	17299,33	2,2	3536,82	3,23	0,032	vérifiée

Etage 4	21828,03	2,3	4118,07	3,23	0,037	vérifiée
Etage 3	26496,53	2,3	4582,51	3,23	0,041	vérifiée
Etage 2	31165,03	2,1	4947,06	3,23	0,040	vérifiée
Etage 1	35987,45	1,65	5197,74	3,23	0,035	vérifiée
RDC	40809,87	0,8	5299,71	3,23	0,019	vérifiée

Tableau 4.10 : Justification vis-à-vis de l'effet  $P - \Delta$  dans le sens y-y.

Tableau 4.11 : Justification vis-à-vis de l'effet  $P - \Delta$  dans le sens x-x.

Niveaux	Pk (KN)	$\Delta x$ (cm)	Vx (KN)	Hk(m)	$\theta_x$	observation
Etage 8	3838,87	1,45	1055,96	3,23	0,016	vérifiée
Etage 7	8241,91	1,7	2104,58	3,23	0,02	vérifiée
Etage 6	12770,62	1,85	2971,43	3,23	0,024	vérifiée
Etage 5	17299,33	2	3709,15	3,23	0,028	vérifiée
Etage 4	21828,03	2,1	4315,56	3,23	0,032	vérifiée
Etage 3	26496,53	2,05	4812,56	3,23	0,034	vérifiée
Etage 2	31165,03	1,15	5193,14	3,23	0,021	vérifiée
Etage 1	35987,45	0,7	5454,39	3,23	0,014	vérifiée
RDC	40809,87	2,2	5574,74	3,23	0,049	vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  est satisfaites, d'où les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés.

f) Vérification des conditions du facteur de comportement R :

1) Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 40809,87$  kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 7424,09$  kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 18,19\% < 20\%$ .

2) Justification des portiques sous charges horizontale :

Sens x-x

**Tableau 4.12** : Pourcentage des sollicitations dus aux charges horizontales dans le sens x-x.

Etage	Vx ( tot )	Vx ( port )	Vx % ( port )
Etage 8	1055,91	1397,04	132,30
Etage 7	2104,57	1438,6	68,35

Etage 6	2971,4	2165,09	72,86
Etage 5	3709,13	2433,81	65,61
Etage 4	4315,16	2598,07	60,20
Etage 3	4812,56	3124,68	64,92
Etage 2	5193,14	2921,97	56,26
Etage 1	5454,24	2977,87	54,59
RDC	5574,74	2482,43	44,52

Sens y-y

**Tableau 4.13** : Pourcentage des sollicitations dus aux charges horizontales dans le sens y-y.

Etage	Vy( tot )	Vy( port )	Vy % ( port )
Etage 8	1024,27	1473,87	143,89
Etage 7	2131,48	1401,51	65,75
Etage 6	2839,76	2101,07	73,98
Etage 5	3536,81	2319,55	65,58
Etage 4	4118,05	2455,72	59,63
Etage 3	4582,39	2961,17	64,62
Etage 2	4947,06	2685,75	54,28
Etage 1	5197,62	2752,42	52,95
RDC	5290,21	1932,55	36,53

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ( $R=5$ ) est justifié.

En conclusion finale du chapitre, c'est le 3<sup>ème</sup> modèle qui fera l'objet de la suite du travail.





# **CHAPITRE V**

## **FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS**

## 5. FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

### 5.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir : des poteaux, des poutres et des voiles.

### 5.2. Ferrailage des poteaux

#### 5.2.1.Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée : un effort de compression  $N$  et un moment fléchissant  $M$ .

Lorsqu'une section est soumise à la flexion composée, nous nous retrouvons dans l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau 5.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	30	17	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	30	22,17	1	400	400

#### 5.2.2.Combinaison d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons de charge suivantes:

**a. Selon CBA 93 :**

Situation durable → ELU : 1,35G+1,5Q

**b. Selon RPA 99 :**

Situation accidentelle → G+Q+E

→ 0,8G±E

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas de calcul suivants:

- 1- effort normal maximal et le moment fléchissant correspondant ( $N_{\max}, M_{corr}$ ).
- 2- le moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant ( $M_{\max}, N_{corr}$ ).

### 5.2.3.Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $cm^2$ ].

- Le diamètre minimal est de  $12mm$ .
- La longueur minimale de  $50\phi$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser  $20cm$ .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

### 5.2.4. Efforts internes et sections d'aciers

Les résultats des efforts et des sections d'aciers des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants, nous utilisons le logiciel (SOCOTEC) pour le ferrailage des sections.

1) Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

Tableau 5.2 : Ferrailage des poteaux en situation durable ( $N^{\max}, M^{corr}$ )

sous la combinaison : 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section [ $cm^2$ ]	$N^{\max}$ [ $kn$ ]	$M^{corr}$ [ $kn.m$ ]	$A_s$ [ $cm^2$ ]	$A_s'$ [ $cm^2$ ]	$A_{s\min}$ RPA
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	1826,78	8,82	0	0	32,40
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	1378,91	17,87	0	0	27,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , et 6 <sup>ème</sup>	50x50	971,86	15,86	0	0	22,50
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	391,14	14,9	0	0	18,23

Tableau 5.3 : Ferrailage des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )  
 sous la combinaison : 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\text{corr}}$ [kn]	$M^{\max}$ [kn.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	1130,88	46,96	0	0	32,40
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	770,88	54,56	0	0	27,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	50x50	345,53	63,13	0	0	22,50
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	114,56	73,23	3,81	0	18,23

Tableau 5.4 : Ferrailage des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )  
 sous la combinaison : 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	871,17	29,39	0	0	32,40
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	628,52	29,84	0	0	27,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	50x50	280,37	31,94	0	0	22,50
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	60,61	37,30	0	1,81	18,23

## 2) Situation accidentelle

- Combinaison : **G+Q+E**

Tableau 5.5 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )  
 sous la combinaison G+Q+E

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\text{corr}}$ [kn]	$M^{\max}$ [kn.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	2026	292,12	0	0	32,40
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	1170,67	275,02	0,77	0	27,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	50x50	791,85	215,14	3,22	0	22,50
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	117,07	116,16	6,12	0	18,23

**Tableau 5.6 :** Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )  
sous la combinaison G+Q+E

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	2698,14	191,75	0	0	32,40
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	1982,29	202,78	0	0	27,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	50x50	1123,17	164,17	0	0	22,50
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	329,04	67,01	0	0,14	18,23

**Tableau 5.7 :** Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )  
sous la combinaison G+Q+E

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	838,44	112,39	0	0	32,40
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	435,43	240,66	0	7,25	27,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	50x50	182,22	101,94	0	3,44	22,50
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	5,44	50,01	0	3,15	18,23

- Combinaison : **0,8G+E :**

**Tableau 5.8 :** Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )  
sous la combinaison 0.8G+E

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	2465,84	191,40	0	0	32,40
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	1742,94	201,92	0	0	27,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	50x50	957,71	162,54	0	0	22,50
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	258,16	28,30	0	0	18,23

**Tableau 5.9 :** Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )  
sous la combinaison 0.8G+E

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\text{corr}}$ [kn]	$M^{\max}$ [kn.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	1844,66	287,56	0	0	32,40
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	1041,47	269,43	1,84	0	27,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	50x50	690,56	209,57	4	0	22,50
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	43,21	113,13	6,88	0	18,23

**Tableau 5.10 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )**

sous la combinaison 0.8G+E

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kn]	$M^{\text{corr}}$ [kn.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	1044,44	109,09	0	0	32,40
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	610,48	178,41	0	1,51	27,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	50x50	281,71	104,35	0	2,27	22,50
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	112,31	15,52	0	0	18,23

### 5.2.5. Choix des armatures longitudinales

Le choix des armatures pour les poteaux des différents étages est présenté dans le tableau 5.11

**Tableau 5.11 : Choix des armatures des poteaux**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	0	<b>32,40</b>	216,00	108	12T20	37,68
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	7,25	<b>27,23</b>	181,50	90,75	4T20 + 8T16	28,64
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	50x50	4	<b>22,50</b>	150	75	12T16	24,12
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	6,88	<b>18,23</b>	121,5	60,75	4T16+8T14	20,35

### 5.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{\text{ser}}$ ,  $N_{\text{ser}}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

● **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

● **Acier:**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{nf_{ij}})\right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$$

Avec :  $\eta=1,6$  pour les aciers HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée très préjudiciable, donc  $\bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.12 : Vérification des contraintes des poteaux ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{max}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	1336,63	6,48	52,2	201,63	3,51	18	OK
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	1008,80	12,83	50	201,63	3,42	18	OK
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	50x50	709,62	11,51	44,2	201,63	3,06	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	286,15	10,80	25,9	201,63	1,89	18	OK

Tableau 5.13 : Vérification des contraintes des poteaux ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{corr}$ (kN)	$M_{ser}^{max}$ (kN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	827,21	34,02	40,6	201,63	2,87	18	OK
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	563,85	39,55	39,5	201,63	2,89	18	OK
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	50x50	252,52	45,80	38,8	201,63	3,24	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	83,38	53,14	44,9	201,63	5,44	18	OK

5.2.7. Vérification de l'effort tranchant :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$  .....Poteau carré

Où  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : la largeur de la section étudiée.

d : la hauteur utile.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\bar{\tau}_u$  égale à :

Selon le BAEL 91 [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5MPa)$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4MPa)$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver.03 [2] :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d=0,075$ .....si l'élancement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$ .....si l'élancement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$ : L'élancement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA 93}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	33,75	0,10	3,76	0,04	1	3	OK
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	38,36	0,14	4,11	0,04	1	3	OK
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	50x50	44,16	0,19	4,52	0,04	1	3	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	49,22	0,27	5,02	0,075	1.875	3	OK

#### 5.2.8. Calcul du ferrailage transversal

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- Selon CBA 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$b$ : Largeur de la section droite.

$h$ : Hauteur de la section droite.

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

$\varnothing_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$



Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_c$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a=2,5$ .....si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a=3,75$ .....si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ .....Zone nodale (zone III).

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone III)}.$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_c=400\text{MPa}$  (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau 5.15 : Espacement maximal des armatures transversales

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	$\phi_l$ (mm)	$S_t$ (cm)	
				<b>Zone nodale</b>	Zone courante
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	12T20	20	10	15
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	4T20+8T16	20 et 16	10	15
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	50x50	12T16	16	10	15
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	4T16 + 8T14	16 et 14	10	14

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau 5.16 : Choix des armatures transversales des poteaux

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC et 1 <sup>er</sup>	60x60	2,26	3,76	3,75	33,75	N	10	0,52	6T8	3.02
						C	15	0,79	6T8	3.02
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55x55	2,26	4,11	3,75	38,36	N	10	0,65	6T8	3.02
						C	15	0,98	6T8	3.02
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , et 6 <sup>ème</sup>	50x50	2,26	4,52	3,75	44,16	N	10	0,82	6T8	3.02
						C	15	1,24	6T8	3.02
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	45x45	2,26	5,01	2,5	49,22	N	10	0,68	6T8	3.02
						C	14	0,95	6T8	3.02

#### 5.2.9. Longueur de recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub>=50Ø<sub>l</sub> en zone III.

Pour :

- Ø=20mm.....L<sub>r</sub>=100cm
- Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=70cm

#### 5.2.10. Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

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

- B<sub>r</sub> : Section réduite du poteau considéré (B<sub>r</sub>=(a-2)(b-2)) cm<sup>2</sup>
- α : Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L<sub>f</sub> : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau (B=a × b).

- $N_u$  : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.
- La longueur de flambement  $L_f=0,7l_0$ .

**a. Calcul de l'effort normal pondéré**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de:  $N_{u(RDC)}= 1826,87 \text{ KN}$

- Plancher RDC : .....  $12,93 \times 5,52 = 71,37 \text{ KN}$
- Poids de la poutre poreuse... .....  $0,45 \times 0,30 \times 25 \times 4,50 = 15,18 \text{ KN}$
- Poids de la poutre non poreuse .....  $0,4 \times 0,30 \times 25 \times 3,87 = 11,61 \text{ KN}$
- Poids du poteau .....  $(2,8-0,30) \times (0,60)^2 \times 25 = 22,5 \text{ KN}$

$G = 120,66 \text{ KN}$

**$G_{\text{Total}} = 1947,53 \text{ KN}$**

- Surcharge d'exploitation :  $Q_{RDC}=5 \times 12,93 = 64,65 \text{ kN}$

**$Q_{\text{Total}} = 64,65 \text{ KN}$**

$$\Rightarrow N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 2726,14 \text{ KN}$$

**b. Calcul du ferrailage**

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17,32 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,95 \times 2,80 \cdot 10^2}{17,32} = 15,35 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,818$
- $Br = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ .cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{2726,14 \cdot 10^3}{0,818} - \frac{3364 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -83,28 \text{ .cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$A_s^{\min} = 0,9\%B$  selon RPA99 version 2003

~~$A_s = A_s^{\min} = 32,4 \text{ cm}^2$~~

Tableau 5.17 : Ferrailage des poteaux du sous-sol

Type du poteau	section	Choix	$A_s^{\text{adopté}}$
	cm2		cm2
<b>poteau de S.S.1</b>	60x60	12T20	37,68

### 5.2.11. Nœud poutre-poteau :

Autant les armatures du poteau que celles de la poutre doivent avoir une continuité mécanique au droit du nœud, cette continuité est obtenue par le recouvrement et l'ancrage des barres; leur efficacité dépend de la présence d'aciers de coutures ayant pour rôle :

- D'empêcher la poussée au vide des barres de la poutre en recouvrement avec celles du poteau (figure a).
- S'opposer au fendage du béton au droit de l'ancrage de l'armature.

Il faut donc prévoir des aciers de coutures en 2U superposées avec alternance dans l'orientation (figure b).

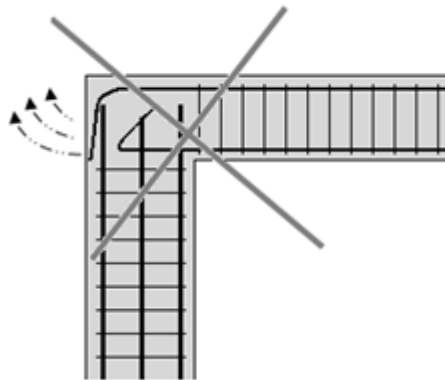


Figure 5.1 : Poussée au vide

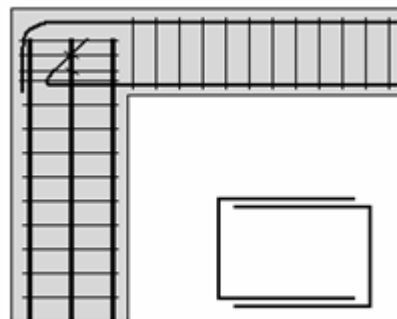


Figure 5.2 : Aciers de couture

La concentration des efforts au droit des nœuds et leur capacité à assurer une bonne transmission conditionnent le comportement des structures. En effet, l'expérience montre que les nœuds sont les parties de l'ossature les plus vulnérables en cas de séisme parce que :

- Un endommagement du nœud peut diminuer la capacité de dissipation d'énergie du portique.
- Le confortement d'un nœud est techniquement difficile et d'une efficacité douteuse.

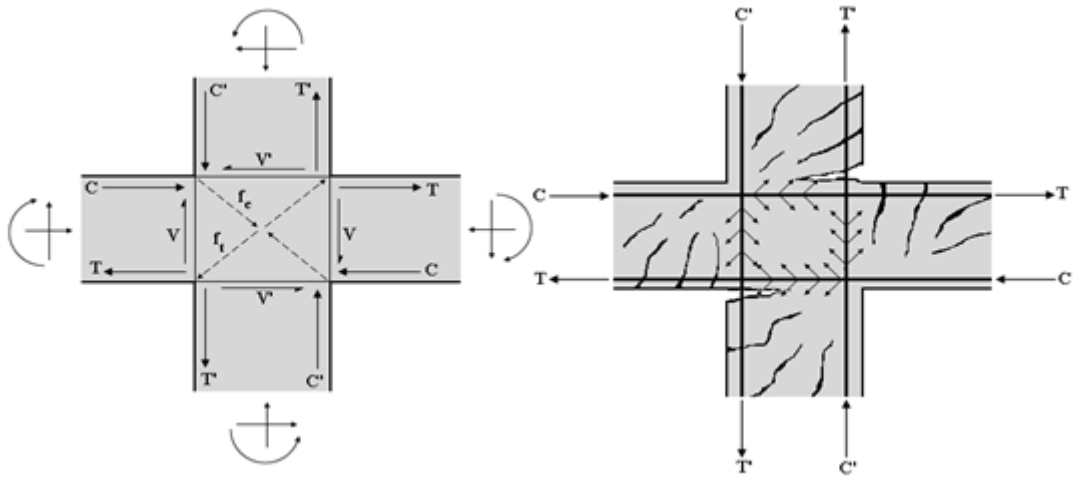


Figure 5.3 : Mécanisme de fonctionnement d'un nœud central

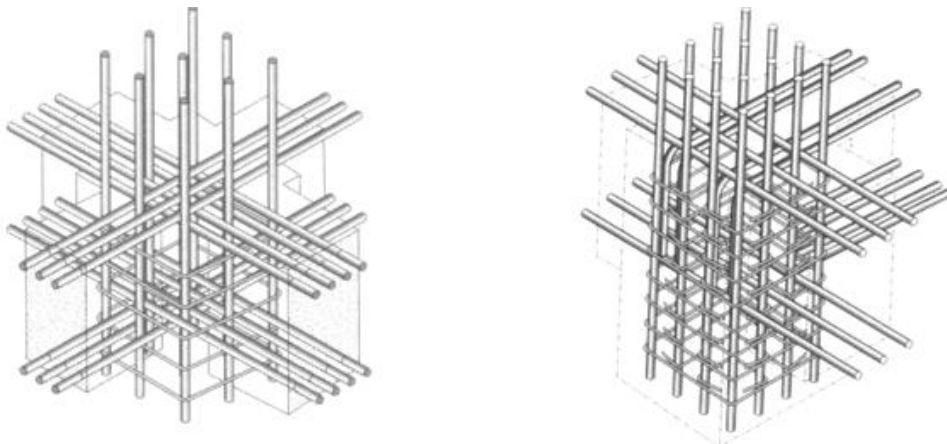
Les structures doivent posséder une large capacité de dissipation d'énergie, l'intégrité des nœuds est un maillon essentiel dont le fonctionnement exige des vérifications spécifiques :

- Un nœud doit posséder des performances de résistance aux efforts alternés équivalentes aux éléments concourants ;
- La résistance du nœud doit normalement contrôler la résistance de l'ossature, c'est-à-dire permettre à chaque élément de l'assemblage (poutres-poteaux) de développer les sollicitations pour lesquelles ils ont été calculés ;

La transmission des efforts à travers le nœud central par exemple est détaillée dans la figure 5.3.

- Les efforts de traction et de compression produisent des bielles de compression et de traction dans le nœud ;
- La ruine du nœud et des zones adjacentes peut intervenir en cas d'insuffisance des dispositions constructives.

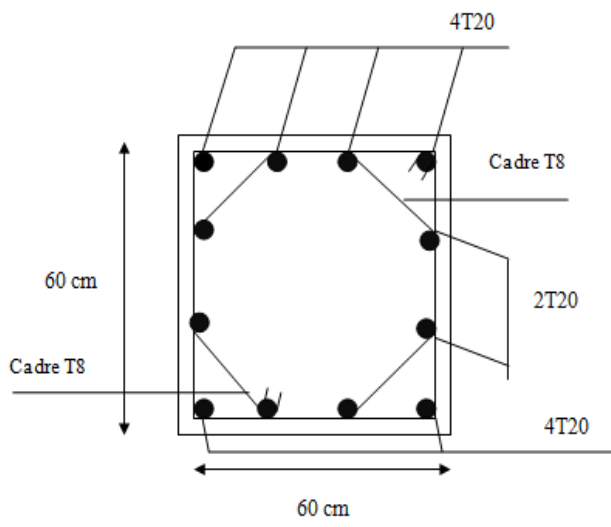
La figure 5.4 donne une idée de la complexité de réalisation d'un nœud de rive et d'un nœud central.



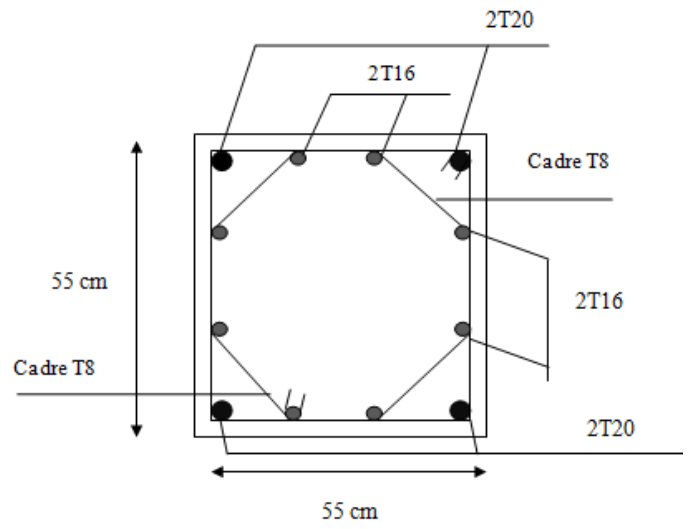
Nœud Central

Nœud de rive

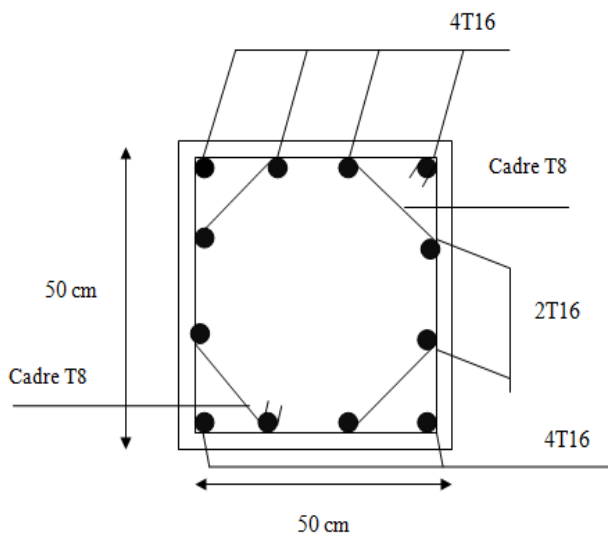
Figure 5.4 : Disposition des armatures dans les nœuds



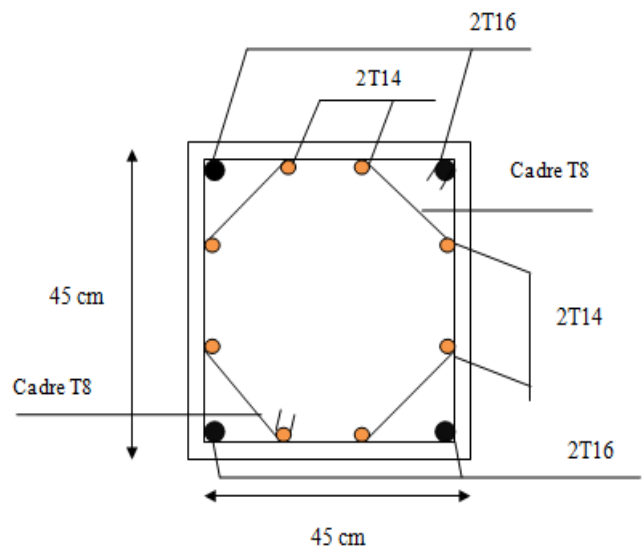
Poteau 60 x 60 cm<sup>2</sup>



Poteau 55 x 55 cm<sup>2</sup>



Poteau 50 x 50 cm<sup>2</sup>



Poteau 45 x 45 cm<sup>2</sup>

Figure 5.5 : Schéma de ferrailage des poteaux

### 5.3. Ferrailage de poutres

#### 5.3.1.Introduction

Les poutres sont des éléments qui sont soumis à la flexion simple, les fibres peuvent être tendues ou comprimées, le ferrailage doit être calculé de tel façon que la poutre puisse résister et ce conformément aux règlements en vigueur.

#### 5.3.2.Les Combinaisons de Charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 " :
  - E.L.U:  $1.35 G + 1.5 Q$
  - E.L.S:  $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 " :
  - $0.8 G \pm E$
  - $G + Q \pm E$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

#### 5.3.3.Recommandations des règlements

Selon le règlement, le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

➤  $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$  au niveau de la zone courante.

➤  $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$  au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$  (zone III).
- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- La quantité d'armatures "  $A_t$  ", est donnée par:  $A_t = 0.003 St . L$

L: longueur de la poutre.

$S_t$ : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4}; 12\phi \right]$  (zone nodale).

- $S_t \leq \frac{h}{2}$  (zone courante).

h: hauteur de la poutre.

$\varphi$  : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

➤ Situation durable:

- Béton:  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 17$  MPa.
- Acier:  $\gamma_s = 1.15$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 348$  MPa.

➤ Situation accidentelle:

- Béton:  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 17$  MPa.
- Acier:  $\gamma_s = 1$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 400$  MPa.

#### 5.3.4. Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS17. Nous

calculons le ferrailage des :

- Poutres porteuses 30 x 45 cm<sup>2</sup>
- Poutres non porteuses 30 x 40 cm<sup>2</sup>

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

#### Sens porteur

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau 5.18 : Ferrailage des poutres porteuses en situation durable  
sous la combinaison 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	30x45	Travée	34,39	0	2,51
		Appui	62,87	4,69	0
Terrasse	30x45	Travée	39,12	0	2,86
		Appui	61,25	4,56	0



b. Situation accidentelle : **G+Q+E**

Tableau 5.19 : Ferrailage des poutres porteuses en situation accidentelle  
sous la combinaison G+Q+E

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	30x45	Travée	142,90	0	9,53
		Appui	174,72	12,45	0
Terrasse	30x45	Travée	68,85	0	4,4
		Appui	107,24	7	0

c. Situation accidentelle : **0.8 G + E**

Tableau 5.20 : Ferrailage des poutres porteuses en situation accidentelle  
sous la combinaison 0.8G+E

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	30x45	Travée	144,58	0	9,56
		Appui	168,21	11,39	0
Terrasse	30x45	Travée	73,48	0	4,71
		Appui	95,04	6,16	0

**Sens non porteur**

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau 5.21 : Ferrailage des poutres non porteuses en situation durable  
sous la combinaison 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	30x40	Travée	26,48	0	2,2
		Appui	53,83	4,61	0
Terrasse	30x40	Travée	23,49	0	1,95
		Appui	40,75	3,44	0

b. Situation accidentelle : **G+Q+E**

**Tableau 5.22** : Ferrailage des poutres non porteuses en situation accidentelle  
sous la combinaison G+Q+E

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	30x40	Travée	131,23	0	9,12
		Appui	159,68	11,89	0
Terrasse	30x40	Travée	38,78	0	2,8
		Appui	81,44	6,06	0

c. Situation accidentelle : **0.8 G + E**

**Tableau 5.23**: Ferrailage des poutres porteuses en situation accidentelle  
sous la combinaison 0.8G+E

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	30x40	Travée	135,69	0	9,65
		Appui	153,73	12,13	0
Terrasse	30x40	Travée	40,51	0	2,93
		Appui	71,51	5,28	0

5.3.5.Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

**Tableau 5.24** : Choix des armatures des poutres porteuses

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KNm)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	30x45	Travée	144,58	54,00	81,00	6,75	9,56	3T20+2T14	12,50
		Appui	174,72				12,45	3T20+2T14	12,50
Terrasse	30x45	Travée	73,48	54,00	81,00	6,75	4,71	3T16	6,03
		Appui	107,24				7	3T16+2T14	9,11

Tableau 5.25: Choix des armatures des poutres non porteuses

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	30x40	Travée	135,69	48,00	72,00	6,00	9,65	3T16+3T14	10,64
		Appui	159,68				11,89	6T16	12,06
Terrasse	30x40	Travée	40,51	48,00	72,00	6,00	2,94	3T14	4,62
		Appui	81,44				6,06	3T14+2T12	6,88

### 5.3.6. Condition de Non Fragilité

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfis la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec: } f_{t28}=2,4\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau 5.26 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm2)	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm2)	Vérification
30x45	1.46	Vérifiée
30x40	1.30	Vérifiée

### 5.3.7. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub>), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton :  $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 18\text{MPa}$

Acier : 1) Fissuration peu nuisible (peu préjudiciable) : dans ce cas, pas de vérification.

2) Fissuration préjudiciable : dans ce cas, la contrainte limite de l'acier est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{st}(\text{MPa}) = \min \left[ \frac{2}{3} f_e; \max \left( 240 \text{ MPa}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right]$$

3) Fissuration très préjudiciable : dans ce cas, la contrainte limite de l'acier est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{st}(MPa) = \min \left[ \frac{1}{2} f_e; \max \left( 200 MPa, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right]$$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15 MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 MPa \end{cases}$$

- Position de l'axe neutre :  $\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - d') - nA_s(d - y) = 0$
- Moment d'inertie :  $I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - d')^2 + nA_s(d - y)^2$

### Sens porteur

Tableau 5.27 : Vérification des poutres porteuses à l'ELS

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	24,85	2,21	18	73,08	201.63	OK
	Appui	-45,65	4,82		124,32		
Terrasse	Travée	28,12	3,38	18	127,75	201.63	OK
	Appui	- 44,47	4,23		124,04		

### Sens non porteur

Tableau 5.28 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	19,36	2,21	18	55,38	201.63	OK
	Appui	-39,38	4,54		104,71		
Terrasse	Travée	17,21	2,82	18	114,30	201.63	OK
	Appui	-29,84	4,25		135,03		

5.3.8. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T<sub>u</sub> : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$$

**Sens porteur**

**Tableau 5.29 :** Vérification des contraintes de cisaillement dans le sens porteur

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
30x45	70,86	0,58	3	OK

**Sens non porteur**

**Tableau 5.30 :** Vérification des contraintes de cisaillement dans le sens non porteur

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
30x40	61,48	0,57	3	OK

5.3.9.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f<sub>e</sub>=400MPa).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 : → 
$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2003 : →

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :  $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right)$

On prend : Ø<sub>t</sub>=8mm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 5.3.

Tableau 5.31 : Calcul des armatures transversales

Sens	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
				S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZC	S <sub>t</sub> (cm)ZN	ZN	ZC			
Porteur	30x45	70,86	0,58	36,45	22,50	11,25	11,25	20	1,8	1,09	<b>4T8</b>
Non Porteur	30x40	61,48	0,57	32,4	20	10	10	20	1,8	0,97	<b>4T8</b>

5.3.10. Recouvrement des armatures longitudinales :

L<sub>r</sub>=50Ø (zone III). L<sub>r</sub> : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. Ø=20mm.....L<sub>r</sub>=100cm
- b. Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- c. Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=70cm

5.3.11. Arrêt des barres

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :  $h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec : L=Max (L<sub>gauche</sub> ; L<sub>droite</sub>)

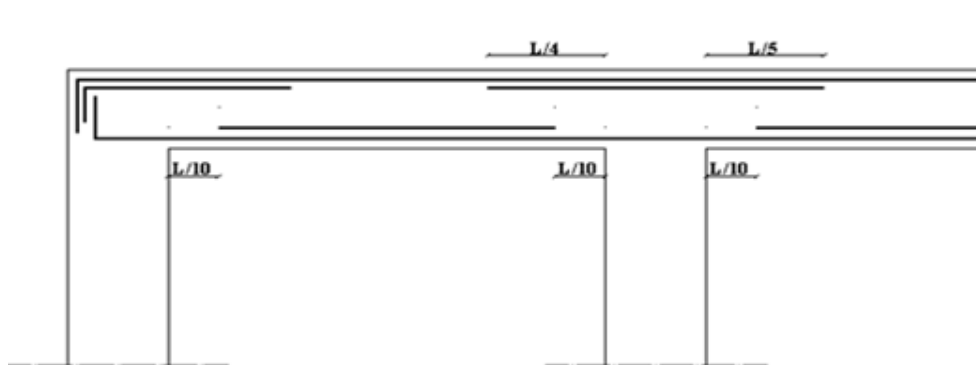


Figure 5.6 : Arrêt des barres

### 5.3.12. Vérification de la flèche

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$ .

Tel que :

$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

- Poutre porteuse  $L_{\max} = 5,25\text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \Rightarrow \bar{f} = 10,25\text{ mm}$
- Poutre non porteuse  $L_{\max} = 4,81\text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} \Rightarrow \bar{f} = 9,62\text{ mm}$

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **ETABS**.

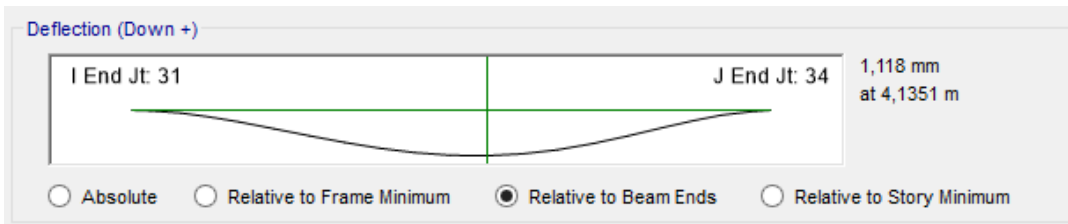


Figure 5.7 : Exemple de calcul de flèche d’une poutre secondaire

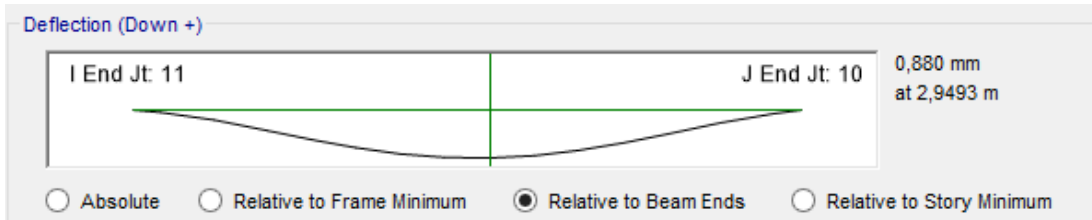


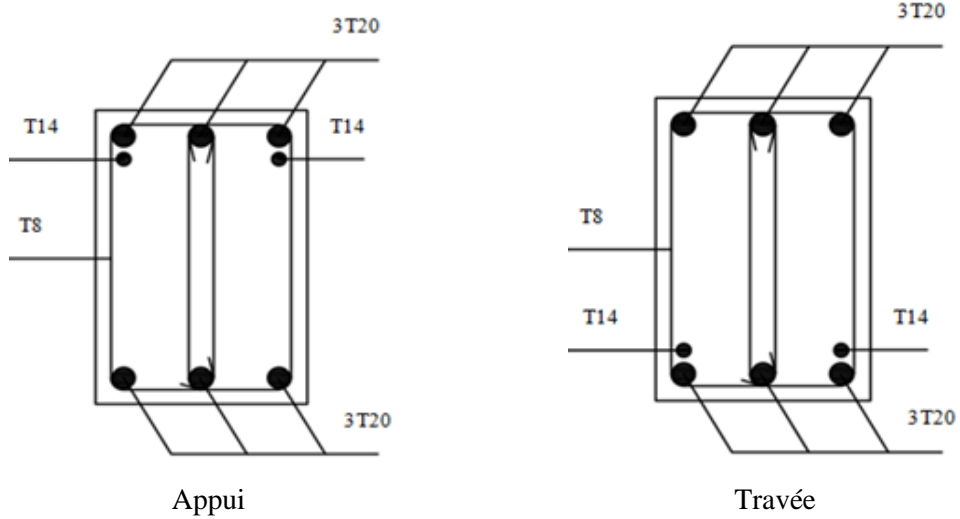
Figure 5.8 : Exemple de calcul de flèche d’une poutre principale

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

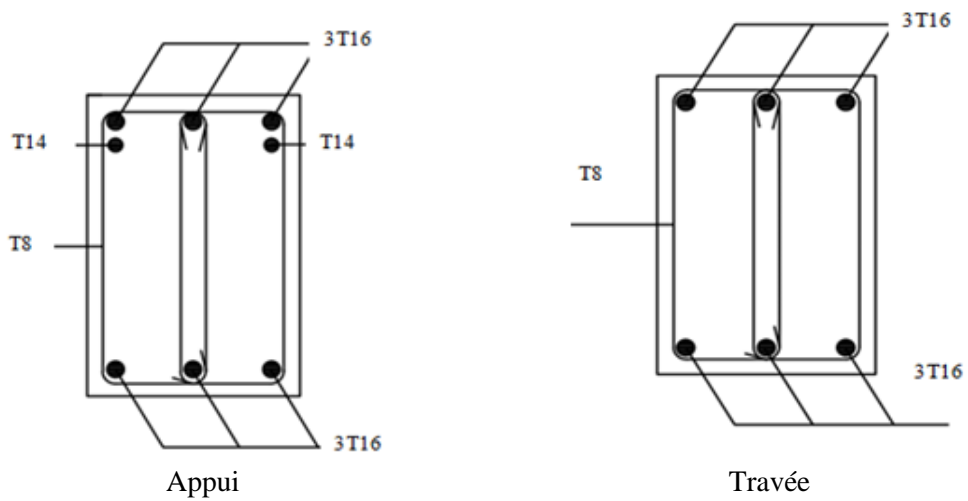
Tableau 5.32 : Vérification des flèches

Section (cm <sup>2</sup> )	f (mm)	f <sup>add</sup> (mm)	observation
Pp 30x45	0,88	10,25	Vérifiée
Pnp 30x40	1,11	9,62	Vérifiée

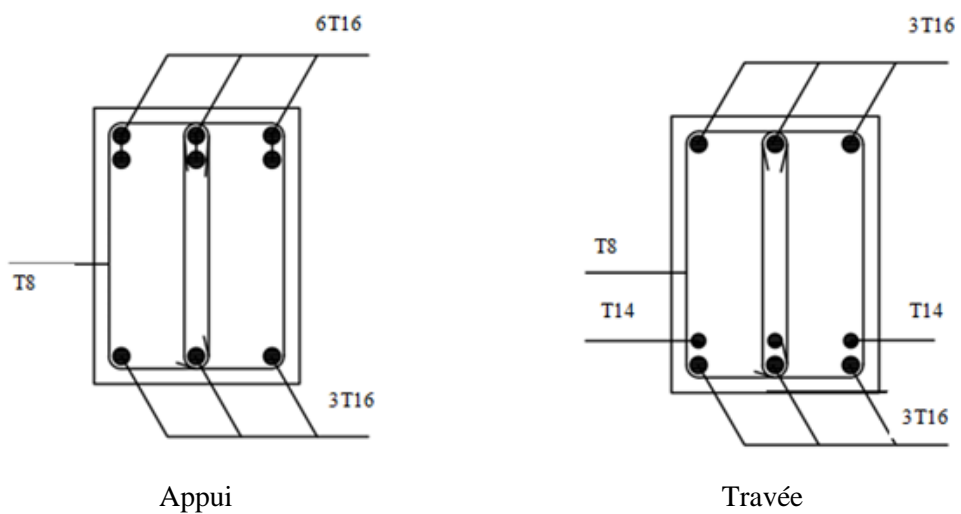
Le schéma du ferrailage des poutres est donné dans les figures ci-dessous



**Figure 5.9 :** Schéma du ferrailage des poutres porteuses de l'étage courant



**Figure 5.10 :** Schéma du ferrailage des poutres porteuses de la terrasse



**Figure 5.11 :** Schéma du ferrailage des poutres non porteuses de l'étage courant



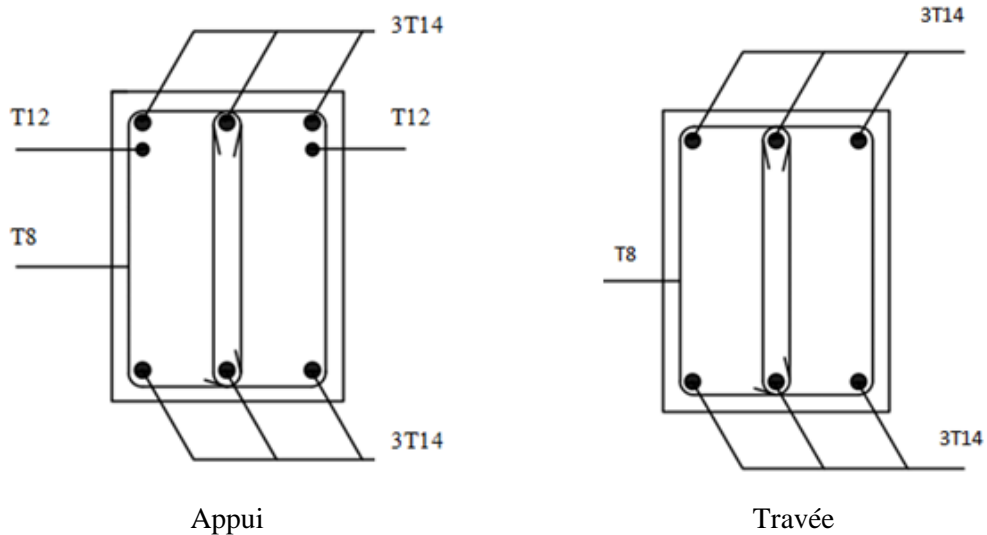


Figure 5.12 : Schéma du ferrailage des poutres non porteuses de la terrasse

#### 5.4. Ferrailage des voiles

##### 5.4.1. Introduction

Les voiles sont des murs en béton armé assurant d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement), ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis forces horizontales.

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui

Nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (armatures verticaux).
- Sur le plan horizontal (armatures horizontaux)

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs. On décompose notre bâtiment en 02 zones :

**Zone I** : RDC et 1<sup>ère</sup> étage.

**Zone II** : Du 2<sup>ème</sup> jusqu'au 8<sup>ème</sup>.

##### 5.4.2. Les combinaisons d'action:

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

- Etat limite ultime :

Situation durable et transitoire :  $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle :  $G + Q \pm E , 0,8 \pm E$

- Etat limite de service :  $G + Q$

#### 5.4.3.Recommandations de RPA :

##### a) **Ferraillage vertical :**

Ils sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 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 les efforts importants de compressions 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 (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- 

##### b) **Ferraillage horizontal :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait 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, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15%
  - En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

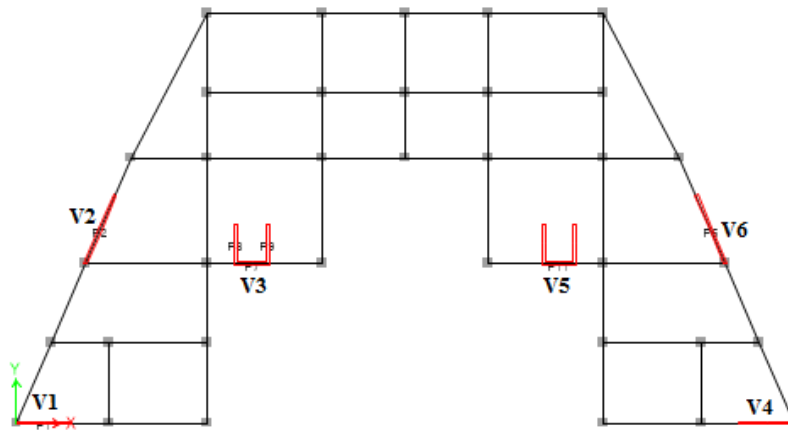


Figure 5.13 : Disposition des voiles

#### 5.4.4. Exposé de la méthode :

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

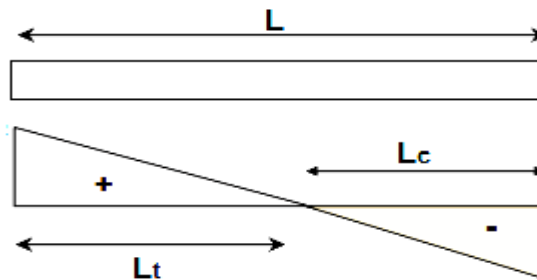


Figure 5.14 : Diagramme des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Avec :

B : section de béton

V et V' : bras de levier du voile ( $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$ )

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section transversale du voile.

I : l'inertie de voile

S : section du béton.

Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

- Section entièrement tendue **SET**.

- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.

#### 5.4.5.Exemple de calcul

Ferraillage du voile V1

Caractéristique géométrique :  $L = 2,5\text{m}$  ,  $e = 0,15\text{m}$  ,  $S = 0,375$  ,  $V = 1,25$  ,  $I = 0,195\text{ m}^4$

Sollicitations :  $M = 2543,49\text{ KN.m}$  ,  $N = 1110\text{ KN}$

Calcule des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} = \frac{1110}{0,375} + \frac{2543,49 \times 1,25}{0,195} = 19,23\text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I} = \frac{1110}{0,375} - \frac{2543,49 \times 1,25}{0,195} = -13,31\text{ Mpa}$$

La section est partiellement comprimée, donc

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L = 1,02\text{ m}$$

$$\text{La sollicitation équivalente : } N_t = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e = \frac{-13318,33}{2} \times 1,02 \times 0,15 = 1021,55\text{KN}$$

$$\text{Calcul des armatures verticaux : } A_s = \frac{N_t}{f_e} \quad A_s/\text{ml}/\text{face} = 14,35\text{ cm}^2$$

#### **Armature minimale dans la zone tendue :**

- Selon RPA

$$A_{\min\text{ RPA}} = 0,2\% \text{ b } L_t$$

b: épaisseur du voile.

$L_t$  : longueur de la section tendue.

$$A_{\min\text{ RPA}} = 0,2 \times 15 \times 102 / 100 = 3,06$$

$$A_{\min\text{ RPA}} = 3,06\text{ cm}^2$$

- Selon BAEL

$$A_{\text{bael}} = 5,62\text{ cm}^2$$

Donc

$$A_s \text{ adopté} = \text{MAX} (A_{\min\text{ RPA}} , A_{\text{bael}} , A_s) = 29,36\text{ cm}^2 \text{ ( deux nappes )}$$

#### **Espacement :**

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003** :

- En zone courante :  $St \leq \min (1,5e, 30)$

$$\text{Soit : } St = 15\text{cm}$$

- En zone d'about :  $S_{ab} = St/2 = 10\text{ cm}$

**Choix des barres** : 2\*8T14 + 3T12, en zone d'about : 2\*4T14

#### 5.4.6. Ferrailage horizontale à l'effort tranchant

##### a. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%

La contrainte de cisaillement est :

$$\sigma_u = \frac{1,4 V_{cal}}{b_0 * d}$$

Avec :

V : effort tranchant à la base du voile.

La contrainte limite est :  $\bar{\sigma}_u = 0,2 f_{c28}$  L'article 7.7.2 RPA99

Il faut vérifier la condition suivante :  $\sigma_u \leq \bar{\sigma}_u$

##### b. Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :

La section  $A_t$  des armature d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\sigma_u - 0,3 * f_{t28} * k}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{C.B.A 93 Art A5.1.2.3}$$

Dans notre cas on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend  $k=0$ .

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- 0,15% globalement dans la section des voiles.
- 0,10% dans les sections courantes.

#### Vérification à L'ELS:

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{b + 15A}$$

Avec : B : section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

##### c. Exemple d'application :

Voile 1 :

$$V_{cal} = 815,50 \text{ KN.}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = \frac{1,4 * 815,30}{0,15 * 0,9 * 2,5} = 3,38 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_u = 0,2 f_{c28} = 6 \text{ Mpa} > \sigma_u = 3,38 \text{ Mpa} \quad \text{Vérfié}$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\sigma_u - 0,3 * f_{t28} * k}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec } k=0.$$

$$St \leq \min(1,5e, 30)$$

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

$$A_t \geq \frac{3,38 \cdot 0,15 \cdot 0,15 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 400}$$

$$A_t \geq 2,42 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 article 7.7.3.3

$$\text{Pour : } \sigma_u = 3,38 > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } A_{t\text{ rpa}} \geq 0,0025 \cdot b \cdot h$$

$$A_{t\text{ rpa}} = 12,11 \text{ cm}^2 \text{ (Pour les deux faces).}$$

Alors le  $A_{\text{adopté}} = 12,11 \text{ cm}^2$

$$A_t = 1,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}/\text{face}$$

#### Vérification à L'ELS :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}, N_s = 747,13 \text{ KN}, B=0,375\text{m}^2, \sigma_{bc} = 1,77 \text{ mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérfié.}$$

#### Choix des barres :

Soit **6T10**/m de hauteur pour chaque nappe avec  $St = 15 \text{ cm}$

**Remarque :** Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre 4 épingles au mètre carré, soit : **4T8**.

#### 5.4.7. Le ferrailage :

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé de ferrailage :

##### Voile 1 :

$$L=2,5\text{m}, e=0,15, S=0,375\text{m}^2, v=1,25\text{m}, I=0,195\text{m}^4, L_{tZI}=1,02\text{m}, L_{tZII}=0,8\text{m}.$$

Tableau 5.33 : Calcul de ferrailage du voile 1

Zone	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )/ml/ face	A <sub>Rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
<b>Zone I</b>	1110	2543,49	19238,33	-13318,33	14,35	3,08	5,62	2*8T14 + 2*3T12
<b>Zone II</b>	1100,20	1298,27	11242,79	-5375,06	5,79	2,42	5,62	2*8T12 + 2*3T10

##### Voile 2 :

$$L=3,4 \text{ m}, e=0,15\text{m}, S=0,51\text{m}^2, v=1,7\text{m}, I=0,491\text{m}^4, L_{tZI} = 0,95\text{m}, L_{tZII} = 0,85\text{m},$$

Tableau 5.34 : Calcul de ferrailage du voile 2

Zone	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )/ml /face	A <sub>Rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
Zone I	3936,52	5056,17	25214,06	-9776,93	10,54	2,84	7,65	2*8T14 + 10T12
Zone II	2036,18	2292,97	11926,66	-3941,64	4,52	2,53	7,65	2*8T12 + 10T10

**Voile 3 :**

L=1,44 m, e=0,15m, S=0,216m<sup>2</sup>, v=0,72m, I=0,037m<sup>4</sup>, Lt<sub>ZI</sub> = 0,45m, Lt<sub>ZII</sub> = 0,56m,

Tableau 5.35 : Calcul de ferrailage du voile 3

Zone	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )/ face	A <sub>Rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
Zone I	1579,23	989,37	26396,31	-11773,81	6,94	1,33	3,24	2*4T12 + 2*3T10
Zone II	671,08	748,69	17549,17	-11335,47	5,635	1,69	3,24	2*4T12 + 2*3T10

**Voile 4 :**

L=2,5m, e=0,15, S=0,375m<sup>2</sup>, v=1,25m, I=0,195m<sup>4</sup>, Lt<sub>ZI</sub> =1,02m ,Lt<sub>ZII</sub>=0,79m.

Tableau 5.36 : Calcul de ferrailage du voile 4

Zone	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )/ml/ face	A <sub>Rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
Zone I	1089,98	2543,35	19183,81	-13371,06	14,41	3,08	5,62	2*8T14 + 2*3T12
Zone II	1102,56	1256,95	10984,64	-5104,32	5,50	2,38	5,62	2*8T12 + 2*3T10

**Voile 5 :**

L=1,44 m, e=0,15m, S=0,216m<sup>2</sup>, v=0,72m, I=0,037m<sup>4</sup>, Lt<sub>ZI</sub> = 0,45 m, Lt<sub>ZII</sub> = 0,56 m,

Tableau 5.37 : Calcul de ferrailage du voile 5

Zone	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )/ /face	A <sub>Rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
Zone I	1569,67	999,68	26550,94	-12016,95	6,95	1,34	3,24	2*4T12 + 2*3T10
Zone II	669,57	751,81	17602,36	-11402,64	5,81	1,69	3,24	2*4T12 + 2*3T10

**Voile 6 :**

L=3,4 m, e=0,15m, S=0,51m<sup>2</sup>, v=1,7m, I=0,491m<sup>4</sup>, Lt<sub>ZI</sub> = 0,95m, Lt<sub>ZII</sub> = **0,85m**,

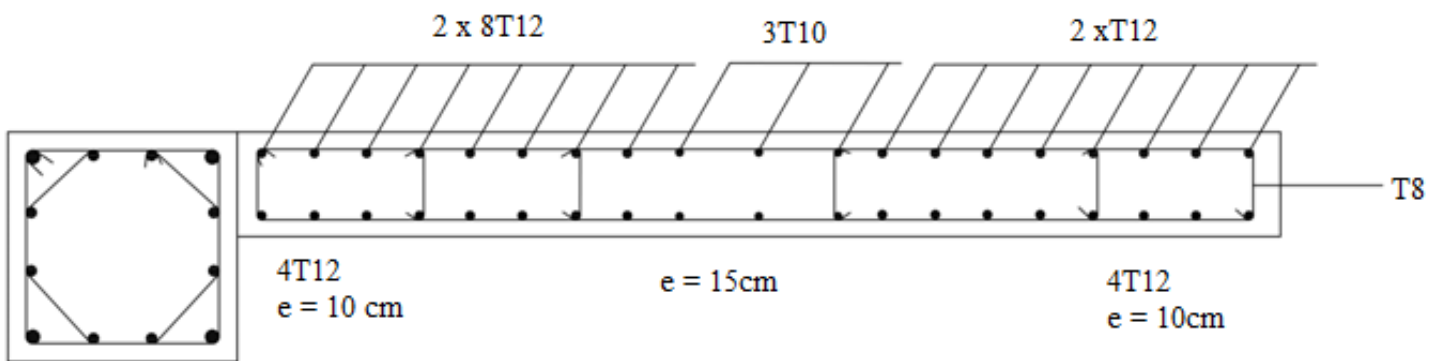
Tableau 5.38 : Calcul de ferrailage du voile6

Zone	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )/ml/ face	A <sub>Rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
Zone I	3955,80	5089,02	25365,53	-9852,59	10,62	2,85	7,65	2*8T14 + 10T12
Zone II	2044,17	2307,53	11992,91	-3976,56	4,51	2,53	7,65	2*8T12 + 10T10



**Voile 1**

**Zone II:**



**Zone I :**

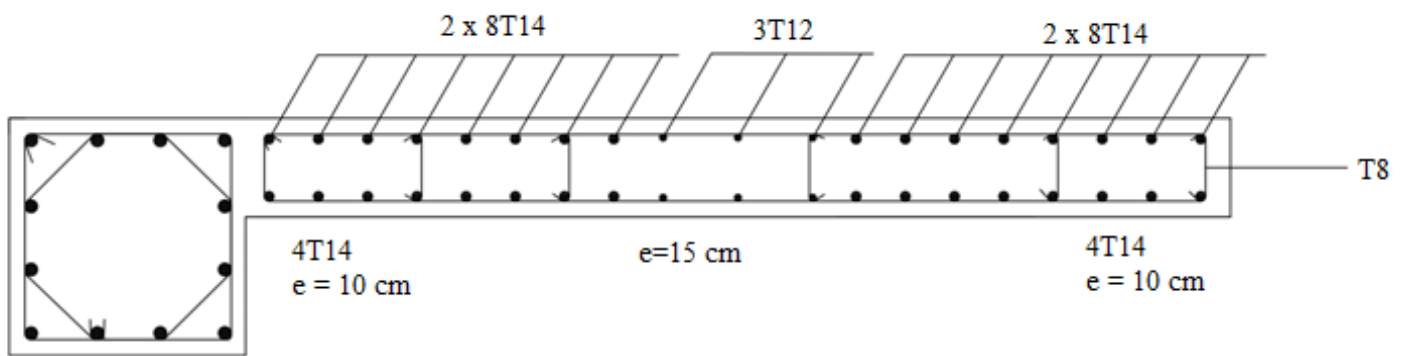


Figure 5.15 : Schéma du ferrailage du voile1

# **CHAPITRE VI**

## **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## 6. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### 6.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elle représente une partie essentielle de l'ouvrage. Les fondations superficielles peuvent être des semelles isolées, des semelles filantes ou un radier général.

### 6.2. Facteurs intervenant dans le calcul des fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu dans le calcul des fondations, on peut citer :

- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol : L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2.5 bars.
  - La classification du sol.
- La réponse du sol et la réponse de la structure.
  - Les efforts transmis à la base.

#### Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 250 kg/m<sup>3</sup> de ciment.

### 6.3. Choix du type de fondation

Pour les bâtiments courants, nous distinguons trois types de fondations superficielles:

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

Des vérifications sont obligatoires pour nous permettre de faire un choix entre ces trois fondations.

#### 6.3.1. Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

$$a \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

$$A \text{ est déterminé par : } S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$

Avec:  $A = \sqrt{S}$  ;  $\sigma_{sol}=2.50$  bars

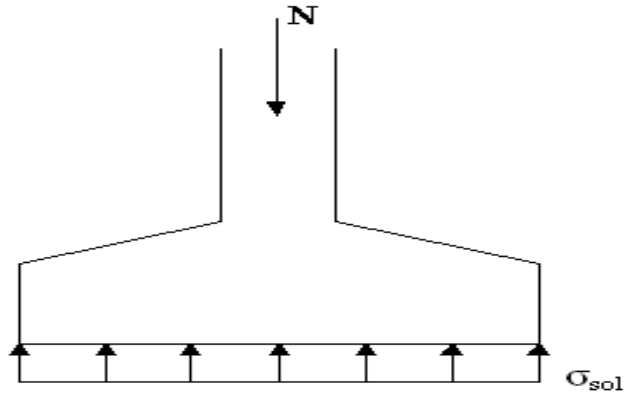


Figure 6.1 : Semelle isolée sous poteau

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant l'effort maximum :  $N_{ser(SS)}=2412,56$  KN

$$S = \frac{2412,56}{250} = 9,65m^2$$

$$A = B = \sqrt{9,65} = 3,10 \text{ m.}$$

- Il faut vérifier que :  $L_{min} \geq 1,50 \times B$

Tel que :  $L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux ( $L_{min} = 2,65$  m)

On a  $1,5 \times B = 4,65$  m  $>$   $L_{min} = 2,65$  m.....non vérifié

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

### 6.3.2.Semelles filantes

- Hypothèse de Calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

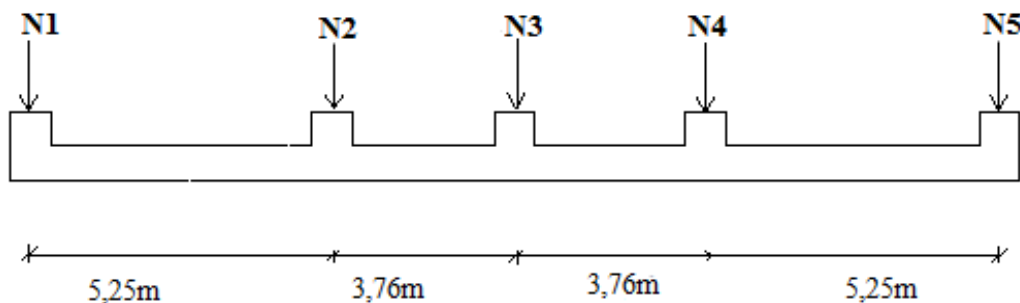


Figure 6.2 : Semelle filante Axe F

- Etapes de Calcul

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux calculé à  $[G + Q \pm E] + N(\text{sous-sol})$  calculé à l'ELU.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau 6.1.

Tableau 6.1 : Sections des semelles isolées

Files	$N(kN)$	$L(m)$	$B(m)$	$B^{choisie}(m)$	$S(m^2)$
A	13613,74	35,36	1,54	1,6	56,57
B	9339,69	32,2	1,16	1,2	38,64
C	13064,14	29,08	1,79	1,8	52,34
D	13528,13	24,94	2,16	2,2	54,86
E	8518,42	18,02	1,89	1,9	34,23
F	12799,33	18,02	2,84	2,85	51,35
6	12815,01	18,67	2,74	2,75	51,34
7	8155,15	18,67	1,74	1,75	32,67
8	6208,4	18,67	1,33	1,35	25,20
9	8109,46	18,67	1,73	1,75	32,67
10	12466,35	18,67	2,67	2,70	50,41

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = \sum S_i = 480,20 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 514,32 \text{ m}^2$

$$\text{Calcul du rapport } \frac{S_T}{S_{batiment}} = \frac{480,20}{514,32} = 0,933 \rightarrow 93,36 \% \text{ de la surface.}$$

La surface des semelles est supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, nous optons alors pour un radier général.

### 6.3.3. Radier nervuré

#### 1) Pré dimensionnement du Radier :

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

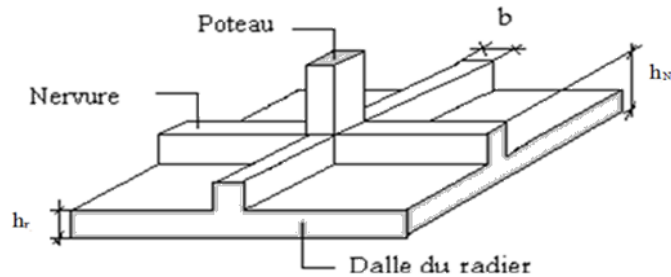


Figure 6.3 : Schéma d'un radier

#### ➤ Surface Nécessaire

Pour déterminer la surface du radier, il faut que:  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 70863,45 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve:  $S_{nec} \geq 283,45 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment  $S_b = 514,32 \text{ m}^2$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment 514,32. Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la surface totale du radier devient 565,72 m<sup>2</sup>.

La hauteur du radier sera déterminée en vérifiant les conditions suivantes :

#### ▪ Condition forfaitaire:

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec :}$$

$L_{\max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,25 \text{ m} \Rightarrow 21 \text{ cm} \leq h_1 \leq 26,25 \text{ cm} \quad , \text{ donc : } h_1 = 25 \text{ cm}$$

#### ▪ Condition de cisaillement

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min.}(0,1 f_{c28}; ..4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$  (superstructure) +  $N_u$  (sous-sol).

$$N_u = 70863,45 \text{ kN}$$

$$L = 5,25 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 14,61 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h \cdot 2 \geq 14,61 \cdot \text{cm}$$

$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 25 \text{ cm}$ , pour des raisons constructives, on adopte  $h = 40 \text{ cm}$

## 2) Dimensionnement des nervures:

a. Largeur des nervures :

**Condition de coffrage:**  $b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{525}{10} = 52,5 \text{ cm}$

On opte pour :  $b = 60 \text{ cm}$

b. Hauteur des nervures :

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton  $E = 20000 \text{ MPa}$ .

b : Largeur de radier (bande de 1m).

K : Coefficient de raideur du sol ( $0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 \text{ [kg/cm}^3]$  pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ [kg/cm}^3]$  pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ [kg/cm}^3]$  pour un très bon sol.
- $L_{\max} = 5,25 \text{ m}$

- On aura:  $h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left( \frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 90,86 \text{ cm}$

pour notre cas on prend  $K=4$  [ $\text{kg/cm}^3$ ]

On a :  $h_1 \geq 90,86 \text{ cm} \Rightarrow h_1 = 95 \text{ cm}$

- Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a :  $L_{\max} = 5,25 \text{ m}$

$$\Rightarrow 35 \text{ cm} < h_2 < 52,5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_2 = 50 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

$h_N \geq \text{Max}(95 ; 50)$ , on prend :  $h_N = 95 \text{ cm}$ .

**Le choix final :**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h=40 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure:  $\begin{cases} h_N = 95 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$

3) Caractéristiques géométriques du radier :

**a.** Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 17,65 \text{ m} \\ Y_G = 9,18 \text{ m} \end{cases}$$

**b.** Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 18704,8 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 36047,7 \text{ m}^4 \end{cases}$$

4) Vérifications nécessaires

➤ Vérification de la Stabilité du Radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.



$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

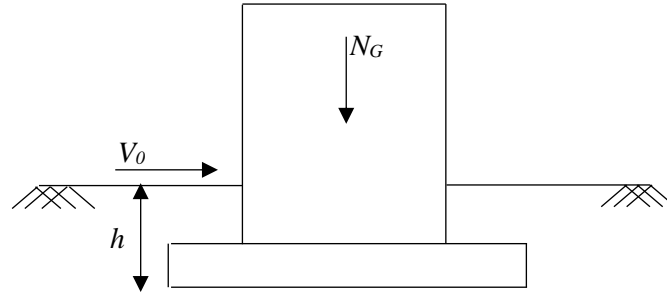


Figure 6.4 : Schéma statique du bâtiment

**Sens x-x**

$M_0 = 110863,73 \text{ KN.m}$  ;  $V_0 = 5000,37 \text{ kN}$  ;  $h = 2,8 \text{ m}$

Donc:  $M_R = 124864,82 \text{ KN.m}$

$N = N_G + N_Q$

Avec:  $N_G = N_{G1} + N_{G2}$

- $N_{G1}$ : Poids propre de la structure.
- $N_{G2}$ : Poids propre du radier.
- $N_Q$ : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a:  $N_{G1} = 45069,11 \text{ kN}$

$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 565,72 \times 0,95 = 13435,85 \text{ kN}$

$N_Q = 6614,25 \text{ kN}$

Donc:  $N = 65119,21 \text{ KN}$

$x_G = 17,65 \text{ m}$

$M_s = N \cdot x_G = 1149354,05 \text{ KN.m}$

$\frac{M_s}{M_R} = 9,20 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**Sens y-y**

$M_0 = 103224,85 \text{ KN.m}$  ;  $V_0 = 4783,95 \text{ kN}$  ;  $h = 2,8 \text{ m}$

Donc:  $M_R = 116619,91 \text{ KN.m}$

$y_G = 9,18 \text{ m}$

$M_s = N \cdot y_G = 597794,35 \text{ KN.m}$

$\frac{M_s}{M_R} = 5,13 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

En conclusion, le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

➤ Vérification des contraintes sous le radier

Le rapport du sol nous donne la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire :  $\sigma_{sol}=2,5$  bars

Les contraintes du sol sont données par :

**a.** Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{65119,21}{565,72} = 115,10 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 115,10 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**b.** Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$ .

$\sigma_2$ : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

**ELU**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(58504,96) + 1,5(6614,25) = 88903,07 \text{ KN}$$

M est le moment de renversement

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Tableau 6.2 : Contraintes sous radier à l'ELU

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Sens x-x</b>	188,94	125,35	173,04
<b>Sens y-y</b>	267,19	47,10	212,16
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332,5$

**ELS**

$N_{ser} = N + Q = 65119,21 \text{ kN}$

M est le moment de renversement

$\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$

Tableau 6.3 : Contraintes sous radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	146,90	83,31	131,00
<b>Sens y-y</b>	225,15	5,06	170,12
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332,5$

Nous remarquons que les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc il y'a pas risque de soulèvement.

**c. Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

**ELU :**  $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 212,16 \text{ kN} / \text{m}^2$

**ELS :**  $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 170,12 \text{ kN} / \text{m}^2$

**5) Ferrailage du Radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher, la fissuration est considérée préjudiciable.

- Ferrailage de la dalle du radier :

**a. Détermination des efforts :**

- Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$  .....sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$  .....sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive:**

- Moment en travée:  $M_{tx}=0,85M_x$   
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis:  $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$  (appui de rive).  
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$  (autre appui).

- **Panneau intermédiaire:**

- Moment en travée:  $M_{tx}=0,75M_x$   
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis:  $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée:  $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis:  $M_a = 0,5M_0$

**Avec:**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- Valeur de la pression sous radier :

**E.L.U :**

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 212,16 \text{ KN/ml}$$

**E.L.S :**

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 170,12 \text{ KN/ml}$$

- Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU ( $v=0$ )

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,81}{5,25} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{le rapport de panneau la dalle travaille dans les deux sens, les}$$

résultats des moments sont regroupés dans le tableau 6.4.

Tableau 6.4 : Valeurs des moments à l'ELU

Panneaux	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$Q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
<b>Int</b>	4,81	5,25	0,91	0,0447	0,8036	212,16	219,41	176,31	164,55	132,23	109,70

- Moment en travée et sur appuis à l'ELS ( $v=0,2$ ):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau 6.5.

Tableau 6.5 : Valeurs des moments à l'ELS

Panneaux	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	L <sub>x</sub> /L <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	Q <sub>ser</sub> (kN/m)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>tx</sub> (kNm)	M <sub>ty</sub> (kNm)	M <sub>a</sub> (kNm)
int	4,81	5,25	0,91	0,0518	0,8646	170,12	203,88	176,27	152,91	132,20	101,94

• Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis, on applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau 6.6.

f<sub>c28</sub>=30 MPa ; f<sub>t28</sub>=2,4MPa ; σ<sub>bc</sub>=17 MPa ; f<sub>e</sub>=400MPa ; σ<sub>s</sub>=348MPa ; b=100cm ; h=40cm  
d=0,9h= 36cm

- Sens y-y : 0,08 % b.h= 3.2 cm<sup>2</sup>.

- Sens x-x : A<sub>s min</sub> = 1,2.( A<sub>min</sub> suivant y-y)=3,84 cm<sup>2</sup>

Tableau 6.6 : Ferrailage du panneau le plus sollicité

	Sens	M <sub>ULT</sub> (kNm)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	x-x	164,55	0,089	0,117	34,30	13,78	2*6T16	24,13	17
	y-y	132,23	0,072	0,093	34,65	10,96	2*7T14	21,55	15
Appuis	x-x	109,7	0,059	0,077	34,89	9,03	6T14	9,24	17
	y-y								

**Espacement:**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

**\*Travée :**

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{On prend } S_t=15\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{On prend } S_t=17\text{cm}$$

$$\text{*Appui : } S_t = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots \text{On prend } S_t=15\text{cm}$$

**Vérifications nécessaires :**

1. Condition de non fragilité :

Par rapport au section d'armature minimale choisie : 6T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,35\text{cm}^2 < 9,24\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau 6.7 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérif
<b>Trav</b>	x-x	152,91	12,06	6,8	18	198,4	201,63	oui
	y-y	132,20	10,78	6,11	18	191,1	201,63	oui
<b>App</b>	x-x	101,94	9,24	5,07	18	158,5	201,63	oui
	y-y							

**b. Ferrailage des nervures :**

**b.1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire 'BAEL91 modifier 99' [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : M<sub>t</sub>=0,85M<sub>0</sub>

Sur appuis : M<sub>a</sub>=0,50M<sub>0</sub>

**b.2. Calcul des armatures :**

, b=60 cm ; h=95 cm ; d=85,5 cm, q=212,16 kN/ml, M<sub>0</sub> =730,9 5KN.m.

- **Sens porteur (x-x) :** L=5,25 m ;

Tableau 6.8 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

	M <sub>u</sub> (kNm)	μ	α	Z(cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	621,31	0,099	0,130	81,05	22,03	10T20	31,42
<b>Appuis</b>	365,48	0,058	0,074	82,96	12,66	5T20 + 2T14	18,78

• **Sens non porteur (y-y) :**

L=4,81m ; q=212,16 kN/ml

**Tableau 6.9 :** Ferrailage des nervures (sens non porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	521,52	0,083	0,108	81,80	18,32	5T20 + 5T16	25,76
<b>Appuis</b>	306,78	0,049	0,062	83,37	10,57	5T20	15,71

**b.3. Vérifications nécessaires :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,19.\text{cm}^2$$

Tableau 6.10 : Vérification de la condition de non fragilité

		$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}$	Vérification
<b>Sens X</b>	<b>Travée</b>	31,42	6,19	Oui
	<b>Appuis</b>	18,78	6,19	Oui
<b>Sens Y</b>	<b>Travée</b>	25,76	6,19	Oui
	<b>Appuis</b>	15,71	6,19	Oui

**b.4. Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau 6.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Position	$M_{\text{ser}}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	498,19	31,42	6,69	18	196,4	201,6	Oui
	Appuis	293,05	18,78	3,49	18	182,7	201,6	Oui
Non porteur	Travée	418,18	25,76	5,23	18	195,1	201,6	Oui
	Appuis	245,99	15,71	3,27	18	183,3	201,6	Oui

**Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec :  $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{212,16 \times 5,25}{2} = 556,92 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{556,92 \times 10^3}{600 \times 855} = 1,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

**Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,54 \text{ MPa}$$

• **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 47,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2 \text{ cm}$$

$f_c = 400 \text{ MPa}$  ;  $\tau_u = 1,08 \text{ Mpa}$  ;  $f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa}$  ;  $b = 60 \text{ cm}$  ;  $d = 85,5 \text{ cm}$

On trouve :  $S_t = 15 \text{ cm}$  (Zone nodale) et  $S_t = 30 \text{ cm}$  (Zone courante).

- Zone nodale  $A_t \geq 1,21 \text{ cm}^2$  , - Zone courant  $A_t \geq 2,43 \text{ cm}^2$

On prend : 6T10 = 4,71 cm<sup>2</sup> en zone nodale et 6T10 = 4,71 cm<sup>2</sup> en zone courante.

**Armatures de peau :**

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm<sup>2</sup> /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 95 \text{ cm} \quad A_p = 3 \times 0,95 = 2,85 \text{ cm}^2$$

On choisit  $A_p = 3 \text{ T12}$



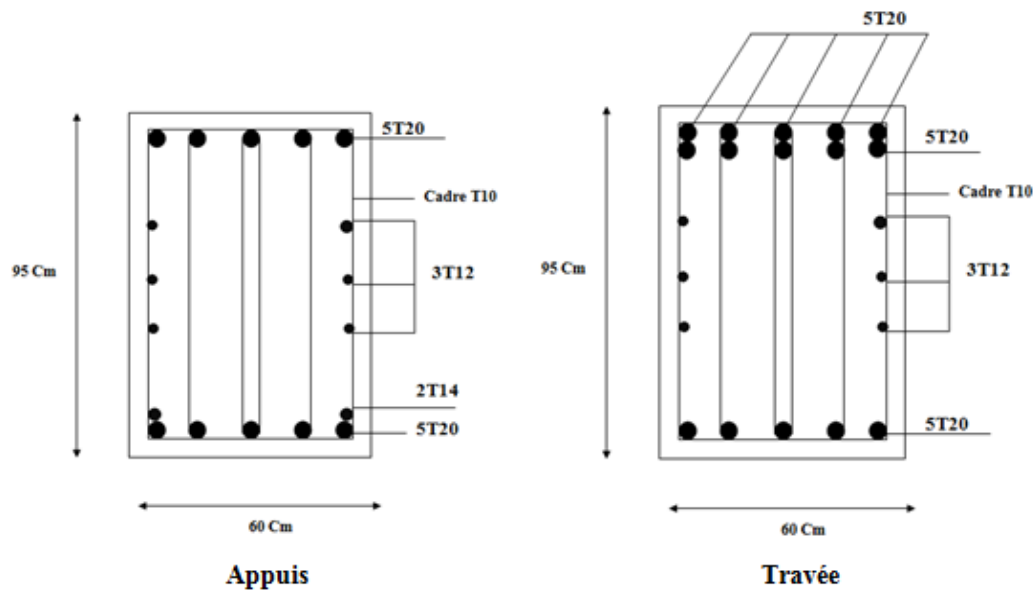


Figure 6.5 : Ferrailage des nervures dans le sens porteur.

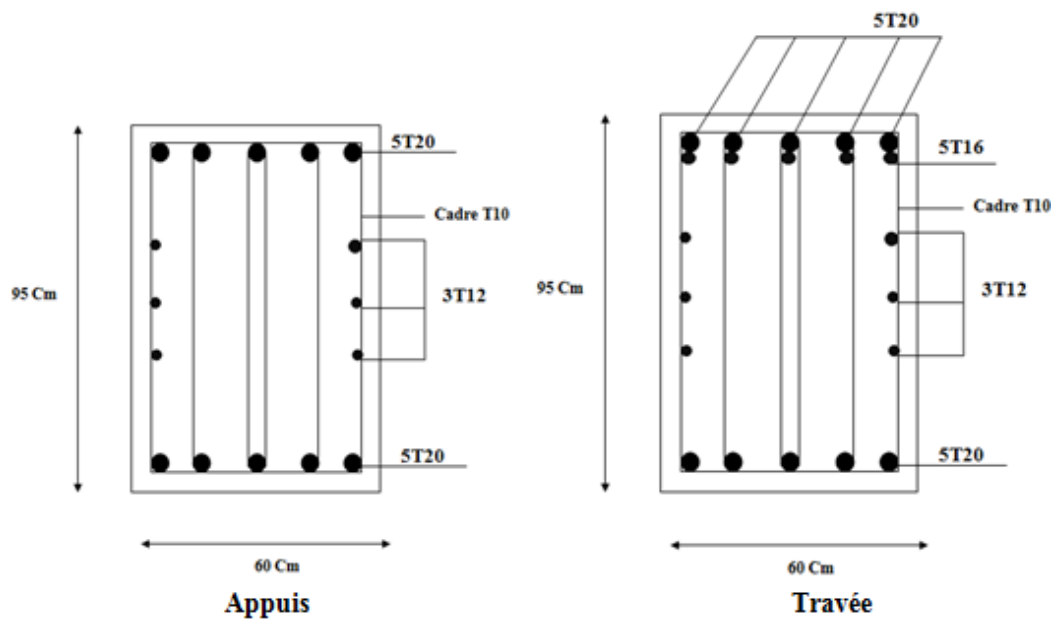


Figure 6.6 : Ferrailage des nervures dans le sens non porteur

6) Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L=0,5m$ , le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de  $1m$  à l'ELU.

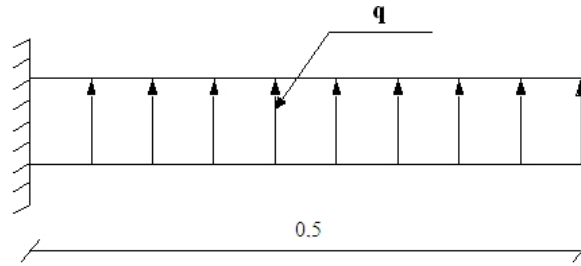


Figure 6.7 : Schéma statique des débords

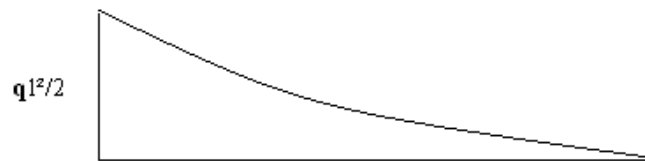


Figure 6.8 : Diagramme des moments

- Calcul des armatures à l'E.L.U :

$$q_u = 212,16 \text{ KN/ml} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa},$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 26,52 \text{ KNm} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,017$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 35,95 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 2,13 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T12=5,65cm<sup>2</sup>/ml Avec espacement =20cm.

- Armature de répartition:

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 = 3,14 Avec S<sub>t</sub>=25cm

**Vérification des contraintes à l'ELS**

$$q_{ser}=170,12 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 21,26 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau 6.12.

Tableau 6.12 : Vérifications des contraintes du béton et de l'acier

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
21,26	5,65	2,43	18	15,1	201.6	OK

#### 6.3.4. Etude du voile périphérique

##### 1) Prédimensionnement

Pour le prédimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$
  - Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B Section du voile.

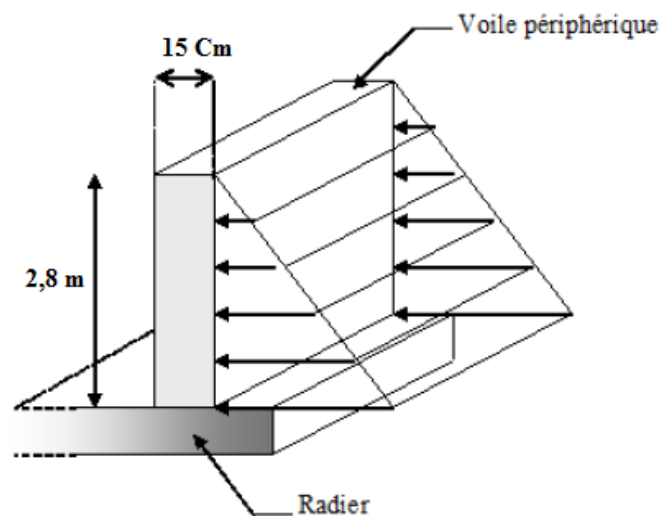


Figure 6.9 : Evaluation des charges de voile périphérique.

## 2) Évaluation des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x=2,8\text{m} ; L_y=5,25\text{ m.}$$

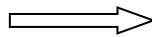
Les charges et surcharges sont uniformément réparties sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

La résultante  $P_G$  des poussées unitaires, sur la hauteur «  $L$  » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison  $\delta$  et l'intensité :

$$P_G = k_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$$

Dans notre cas :

- $\beta=0$ .
- $\lambda=0$ .
- $\varphi=25^\circ$ .
- $\delta=2\varphi/3$ .
- $\gamma=18.5\text{ KN/m}^3$ .
- $L=2,8\text{ m}$ .



$$K_a \gamma = 0,346$$

On obtient :

$$P = 25,09\text{ KN/m} \longrightarrow P_u = 33,87\text{ KN/ml}$$

## 3) Effort dans la Dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,53 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,0922 ; \mu_y=0,2500$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 24,48\text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,12\text{ kNm}$$

### • Moment en travée

$$M_{tz} = 0,85 M_x = 20,80\text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5,20\text{ kNm}$$

### • Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 12,24\text{ kNm}$$

#### 4) Calcul du Ferrailage

$b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=13,5\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6.13 : Ferrailage du voile périphérique

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	20,8	0,080	0,104	12,93	4,62	6T12	6,79	15
	y-y	5,20	0,020	0,025	13,36	1,12	6T10	4,71	15
<b>Appuis</b>	x-x	12,24	0,048	0,061	13,17	2,70.	5T12	5,65	20
	y-y								

#### 5) Condition de Non Fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ( $12 \leq h \leq 30$ ) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$  pour les barres FeE400

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \left( 3 - \frac{2,8}{5,25} \right) \frac{100 \cdot 15}{2} = 1,48 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**En travée**

$$\begin{cases} A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,48 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**Sur appui**

$$\begin{cases} A_x = 5,65 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,48 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

#### 6) Vérification de l'Effort Tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 45,88 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 31,61 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 45,88 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{45,88 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,34 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

7) Vérification à l'ELS

**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,53 > 0,4; \Rightarrow \mu_x = 0,0961 \quad \mu_y = 0,3949$$

$$Q_{ser} = 25,09 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 18,90 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,46 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 16,06 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,34 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 9,45 \text{ kNm}$$

**b. Verification des contraintes**

Il faut vérifier que:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés (SOCOTEC)

Tableau 6.14 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Tra</b>	x-x	16,06	6,79	5,33	18	194,6	201,6	vérifié
	y-y	6,34	4,71	2,41	18	109,4	201,6	vérifié
<b>App</b>	x-x	9,45	5,65	3,59	18	163,1	201,6	vérifié
	y-y							

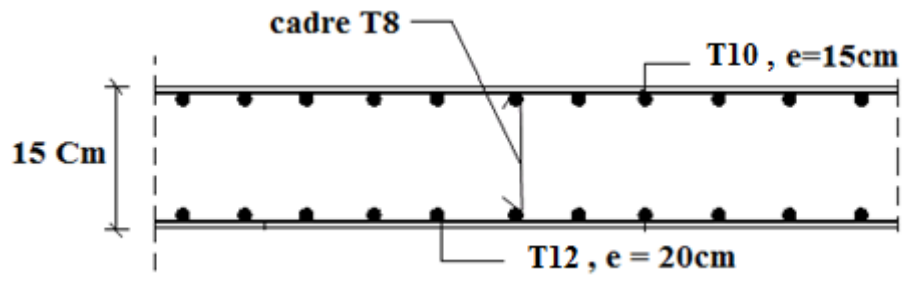


Figure 6.10 : Ferrailage du voile périphérique sens x-x

# CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'élargir notre perception sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le concepteur doit prendre en considération l'importance de la structure car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La disposition et l'emplacement des voiles sont très importants dans tout calcul de bâtiment sans pour autant négliger son aspect architectural.
- La modélisation et l'étude dynamique de notre bâtiment a été fait par le logiciel ETABS, dont le but de faciliter les calculs et d'avoir des résultats proches de la réalité et un gain des temps très important dans l'analyse de la structure.
- Pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.



# REFERENCES

- [1] DTU Règles BAEL91 modifié 99.
- [2] Règles Parasismique Algérienne RPA99 version 2003 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
- [4] Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire DTR B.C.2.2)
- [5] Calcul des ouvrages en béton armé « M. Belazougui » OPU 1991
- [6] Cours de béton armé 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> année.
- [7] Etude d'un bâtiment R+9+Sous-sol en béton armé à usage multiple, M. Guenniche et R. Amrouche, Mémoire de Master, 2016.