

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET  
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
جامعة -البليدة 1-  
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا  
Faculté de Technologie  
قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج  
**MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL**

Pour l'Obtention du diplôme de  
**MASTER EN GENIE CIVIL**

Option : Structure

**Thème**

ETUDE D'UN BATIMENT DE R+10 + UN SOUS-SOL A STRUCTURE  
AUTO STABLE CONTREVENTE PAR DES VOILE SOUS FORME «L»

Présenté par :

**M<sup>elle</sup>. HADDOUCH Khadidja**

**M<sup>elle</sup>. TOUARI Hana**

Devant les membres de jury :

**M<sup>r</sup> : YAHIAOUI.W**

U. Saad Dahleb-Blida

President

**M<sup>r</sup> : ALLALI.S**

U. Saad Dahleb-Blida

Examineur

**M<sup>r</sup> : DERBALA AMAR**

U. Saad Dahleb-Blida

Promoteur

**Blida, Juillet 2023**

## RESUME :

Le présent travail est consacré à l'étude d'une structure (R+10+1 SOUS-SOL) à usage habitation, contreventée par des portiques et des voiles. Cette structure est implantée à Blida (zone de forte sismicité, zone III).

L'étude de ce projet porte dans un premier temps sur le pré dimensionnement des éléments structuraux et les éléments non structuraux de la structure, ensuite sa modélisation par un logiciel de calcul des structures afin d'effectuer une analyse sismique et dynamique. Les résultats obtenus seront utilisés dans le ferrailage des éléments structuraux et en dernier lieu, l'étude de l'infrastructure.

L'étude sera faite conformément aux règles parasismiques Algériennes (RPA99 modifiées 2003), aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) et en appliquant le BAEL91.

## ملخص :

تم تخصيص هذا العمل لدراسة هيكل (طابق تحتي + طابق أرضي + 10 طوابق) للاستخدام السكن تجاري مدعوم بأروقة وجدار خرساني. يقع هذا الهيكل في البلدية منطقة عالية الزلازل (المنطقة الثالثة).

تتعلق دراسة هذا المشروع في البداية بالأبعاد المسبقة للعناصر الهيكلية والعناصر غير الهيكلية للهيكل ، ثم نمذجتها بواسطة برنامج الحساب الهيكلي من أجل إجراء تحليل زلزالي وديناميكي. سيتم استخدام دراسة النتائج التي تم الحصول عليها في تقوية العناصر الهيكلية وأخيرا البنية التحتية.

ستتم الدراسة وفقاً لقواعد الزلازل الجزائرية ( RPA99 معدل 2003 ) ،

وقواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة (CBA 93) وتطبيق (BAEL).

## ABSTRACT:

This work is devoted to the study of a structure (G + 10 + 1 BASEMENT) for residential use, braced by frames and shear,walls.This structure is located in Blida (zone of high seismicity, zoneIII).

The study of this project initially concerns the pre-dimensioning of the structural elements and the non-structural elements of the structure, then its modeling by structural calculation software in order to carry out a seismic and dynamic analysis. The results obtained will be used in the reinforcement of the structural elements and finally, the study of the infrastructure.

The study will be made in accordance with the Algerian seismic rules (RPA99 modified 2003), the design and calculation rules for reinforced concrete structures (CBA93) and by applying the BAEL91.

## **Remerciement**

*Tout d'abord nous remercions Dieu, le tout puissant, de nous avoir donné la volonté et le courage afin d'arriver à la finalité de ce modeste travail.*

*Ensuite nos parents qui nous ont beaucoup soutenus pendant toute la vie et qui continuerons à nous aider dans tous les projets de l'avenir.*

*Ainsi que tous les membres de nos familles à nous encourager dans notre projet.*

*Nous remercions très sincèrement notre promoteur Mr A.DERBALA de nous avoir encadré ainsi que leur disponibilité, orientation et précieux avec lesquels ils ont suivi et guide se travaille.*

*Nous remercions sincèrement les deux ingénieurs Mr BEN RABAH et Mr ZOUDJ et tous les ingénieurs de contrôle technique de construction CTC .*

*Nous tenons à remercier aussi toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin .*

*Merci beaucoup .*

## **Dédicaces**

*Je m'incline devant Dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.*

*J'ai le grand plaisir de dédicé ce modeste travail,*

*A ma chère mère, qui m'a donné toujours l'espoir de vivre et qui ne jamais cassé de prier pour moi.*

*A mon chère père, pour ses encouragements, son soutien surtout pour son amour et son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études*

*A mon frère Hichem et mes sœurs Samia et Sabrina.*

*A mes nièces Ratile ,loudjaine ,djourri. A mes tentes et mes oncles*

*A mes cousine et cousine .*

*A mon binôme KHADIDJA et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.*

*A mes meilleures amies Ferial ,Yousra , wided ,Lyna ,Houda , Adem , AIDA,BILEL et IMAD.*

*A La promotion génie civil MASTERII 2022-2023 .*

*A tous ceux que je porte dans mon cœur.*

**TOUARI HANA**

## **Dédicaces**

*Je m'incline devant Dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma chère et tendre mère, source d'affection de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.*

*A mon père source de respect, e témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.*

*A mes chères frères OUSSAMA ET AYMEN .*

*A toute ma famille et a tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'arrivée ici, et plus précisément mon oncle BILEL.*

*A mon binôme HANA et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.*

*A mes amis(es) intimes YOUSRA , FARIEL ,AIDA, YACINE, ADEM,BILEL et IMAD.*

*A La promotion génie civil MASTERII **2022-2023** . A tous ceux que je porte dans mon cœur.*

*HADDOUCH KHADIDJA .*

## Sommaire :

### Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et matériaux utilisés

1.1. Introduction :	2
1.2. Présentation De L'ouvrage :	2
1.2.1. Caractéristiques géométriques :	3
1.2.2. Système constructif de l'ouvrage :	3
1.3. Classification de bâtiment selon (RPA 99 versions 2003) :	3
1.4. Règlements utilisés en BA :	3
a/ Plancher :	3
b/ Escalier :	3
c/ Terrasse :	4
d/ Maçonnerie :	4
e/ Acrotère :	4
f/ Infrastructure :	4
1.5. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :	4
1.5.1. Béton :	4
a. Composition du béton :	4
b. Résistance du béton :	5
b.1. Résistance à la compression :	5
b.2. Résistance à la traction :	5
c. Module de déformation longitudinale :	6
c.1. Module d'élasticité instantané « $E_{ij}$ » :	6
c.2. Module d'élasticité différé « $E_{vj}$ » :	6
d. Coefficient de poisson :	6
e. Poids volumique :	6
f. Les contraintes limites de calcul :	7
f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):	7
f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):	7
1.5.2. ACIERS :	8
a. Les limites élastiques :	8
b. Module d'élasticité des aciers :	8
c. Les contraintes limites de calcul :	9
c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):	9
c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):	9
d. Le coefficient d'équivalence :	10
1.6. Hypothèses de calcul :	10

## Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

2.1. Introduction :	12
2.2. Prédimensionnement des planchers :	12
2.2.1. Plancher à dalle pleine :	12
2.2.2. Plancher en corps creux :	14
2.3. Evaluation des charges :	15
2.3.1 Charges permanentes :	16
2.3.2 Charges d'exploitations :	19
2.4 Prédimensionnement des poutres :	20
2.5 Prédimensionnement des poteaux :	21
2.5.1 Procédure de prédimensionnement :	21
2.5.2 Evaluation de l'effort normal ultime :	24
2.6 Prédimensionnement des voiles :	32
2.6.1. Introduction :	32

## Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

3.1. Introduction:	35
3.2 Acrotère :	35
3.2.1 Définition :	35
3.2.2 Evaluation des charges :	35
a. Charges permanentes :	35
b. Charge d'exploitation :	35
c. L'action des forces horizontales $Q_h ; (F_p)$ :	35
3.2.3 Calcul des efforts :	36
3.2.4 Ferrailage de l'acrotère :	37
3.2.5 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 modifié 99 :	38
3.2.6 Armatures de répartition :	38
3.2.7 Détermination de l'axe neutre :	38
3.2.8 Vérification des contraintes :	40
a. Contrainte du béton :	40

b.Contraintes de l'acier : .....	40
3.2.9 Vérification de l'effort tranchant.....	40
3.3- Les Escaliers : .....	41
3.3.1- Dimensionnement : .....	42
3.3.2-Le palier : .....	44
3.3.3- La paillasse : .....	44
3.3.4- Schéma statique : .....	45
3.3.5- Détermination des efforts : .....	45
3.3.6. Calcul du ferrailage : .....	47
3.4. Plancher en dalle pleine : .....	51
3.4.1. Evaluation des charges : .....	51
3.4.2 Calcul des moments : .....	51
3.4.3. Ferrailage de la dalle : .....	52
3.4.4 Calcule des armatures des armatures transversales : .....	54
3.4.5. Vérification à L'ELS : .....	54
3.5. Etude des balcons : .....	56
3.5.1. Introduction : .....	56
3.5.2.pré dimensionnement : .....	56
3.5.2.1. Calcul des charges sollicitant le balcon : .....	56
3.5.2.2. Combinaisons des charges : .....	57
3.5.2.3. Calcul des moments : .....	57
3.5.3 Ferrailage de Balcon : .....	58
3.6. Etude des planchers : .....	59
3.6.1 Introduction : .....	59
3.6.2 Plancher à corps creux : .....	59
3.6.2.1. Prédimensionnement des poutrelles : .....	60
3.6.2.1.1. Dimension de la poutrelle : .....	60
3.6.2.1.2. Méthode de calcul : .....	61
3.6.2.2.Calcul du ferrailage : .....	67

## Chapitre 4: Etude dynamique en zone sismique

4.1. Introduction :	76
4.2 Etude dynamique :	76
4.2.1. Introduction :	76
4.2.2. Modélisation mathématique :	76
4.2.3. Caractéristiques dynamiques propres :	76
4.3. Modélisation de la structure :	78
4.3.1. Présentation du programme ETABS:	78
4.3.2 Modélisation de rigidité :	79
4.3.3. L'analyse :	79
4.3.4. Modélisation de la masse :	79
4.3.5. Conception du contreventement vertical :	80
4.4. Etude sismique :	80
4.4.1. Stratégie du calcul sismique :	80
4.4.2. Choix de la méthode calcul :	82
4.4.3. Analyse spectrale :	82
4.4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :	82
4.4.3.2. Spectre de réponse :	82
4.5 Résultats de l'analyse sismique :	88
1-Modèle initial :	88
a-Caractéristiques dynamiques propres :	89
b-Résultantes des forces sismique :	90
c-Vérification des déplacements inter-étage :	91
2-Modèle 2 :	92
a-Vérification des conditions du facteur de comportement R :	93
a-1- Justification des voiles sous charges verticales :	93
b-Caractéristiques dynamiques propres :	94
c-Résultantes des forces sismiques :	94
d-Vérification des déplacements inter-étage :	95
e-Vérification du critère de l'effort normal réduit :	96
f-Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (les effets du second ordre) :	97
g- Vérification de l'effort tranchant en chaque étages :	98

## Chapitre 5 : Calcul des éléments résistants

5.1 Introduction :	100
5.2. Ferrailage des poteaux :	100
5.2.1. Poteaux centraux :	100
5.2.1.2. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	104
5.2.1.3 Vérification de L'effort Tranchant :	106
5.2.1.4. Ferrailage transversal des poteaux :	107
5.2.1.5. Longueur de recouvrement :	110
5.2.2. Ferrailage des Poteaux du Sous-sol :	110
5.3. Ferrailage des poutres :	114
5.3.1 Introduction :	114
5.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :	114
5.3.3 Calcul de ferrailage :	114
5.3.4. Condition de non fragilité :	117
5.3.5. Vérification vis à vis de l'ELS :	117
5.3.6. Calcul des armatures transversales :	118
5.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales :	119
5.3.8. Arrêt des barres :	119
5.3.9. Vérification de la flèche :	119
5.3.10. Schéma de ferrailage des poutres :	121
5.4. Ferrailage des voiles:	122
5.4.1. Méthode des contraintes :	122
5.4.1.1. Introduction :	122
5.4.2. Introduction au ferrailage des voiles :	123
5.4.3. Justifications sous sollicitations normales :	125
5.4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux.	129
5.4.4.2 Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes (Calcul Des Aciers Verticaux) :...	129
5.4.4.3 Aciers Horizontaux:	130
5.4.4.4. Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) : .....	130
5.5. Présentation des résultats :	135
5.6.Ferrailage des linteaux :	144
 Chapitre 6 : Etude des fondations	
6.1. Introduction :	147
6.2 Choix de type de fondation :	147

6.3. Calcul des fondations : .....	147
6.3.1. Semelle isolée: .....	148
6.3.2. Semelles filantes : .....	149
6.3.3. Radier générale.....	150
6.3.3.1. Introduction : .....	150
6.3.3.2. Surface nécessaire : .....	151
6.3.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure : .....	151
6.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier : .....	154
a-Vérification de la stabilité du radier:.....	154
6.3.3.5. Ferrailage du radier : .....	157
6.4. Etude du voile périphérique : .....	165
6.4.1. Introduction : .....	165
6.4.2. Pré dimensionnement : .....	165
6.4.3. Évaluation des Charges : .....	166

## Chapitre 7 :Calcul devis quantitatif estimatif

7-1-Introduction : .....	171
7-2-Prix du Béton armé d'un bâtiment (prix/m <sup>3</sup> ) : .....	171
• Le prix total des poutres : .....	172
• Le prix total des planchers en dalle pleine : .....	172
• Le prix total des planchers en corps creux ( dalle de compression ) : .....	172
• Le prix total des voiles de contreventement et voiles périphériques : .....	172
• Le prix total de Radier générale : .....	173
• Le prix total d'escaliers : .....	173

Figure 1.1 : Façade de bâtiment.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 1.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 1.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 1.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 2. 1 : Détails d'un plancher à dalle pleine. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 2. 2 : plancher à corp creux. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 2. 3 : Plancher Terrasse inaccessible. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 2. 4 : Plancher étage courant en corps creux .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 2.5 : Plancher étage courant en corps creux. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 2.6 : surface reprise par le poteau central. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 2.7 : Schéma de voile. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.1 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.3 : Ferrailage de l'acrotère. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.4 : Distance de l'axe neutre. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.5 : Ferrailage de l'acrotère.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.6 : Coupe d'un escalier.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.7 : Schéma des escaliers .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.8 : schéma statique de l'escalier .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure .3.9 : schéma de Ferrailage de l'escalier. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure. 3.10 : Schéma de la dalle pleine RDC.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure.3. 11 : schéma de ferrailage de la dalle pleine. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure.3.12 : schéma de ferrailage de balcon .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.13 :corps creux.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.14 :Schéma de poutrelle .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.15 : Diagramme des moments fléchissant Poutrelle à (3) travées.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.16 : Diagramme des efforts tranchants Poutrelle à (3) travées.	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.17 : Diagramme des moments fléchissant Poutrelle à (5) travées.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.18 : Diagramme des efforts tranchants Poutrelle à (5) travées.	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 3.19 schéma de ferrailage des poutrelles .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>

Figure 4.1 : Spectre de réponse. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 4.2 : disposition du 1 <sup>er</sup> modèle de 10 <sup>ème</sup> étage.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 4.3 : disposition du 1 <sup>er</sup> modèle de étage courant.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 4.4 : mode 1 .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 4.5 : mode 2.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 4.6 : mode 3.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 4.7: vue en plan du modèle 2 (étage) .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 4.8 : Vue en 3D du modèle 1.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 5.1 : Ferrailage de poteau du sous-sol.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure.5.2 : Dessin de ferrailage des poteaux centraux.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 5.3 : Arrêt des barres.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 5.4 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 5.5 : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 5.6: élément de section rectangulaire.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 5.7 : ferrailage classique du voile en béton armé.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 5.8 : Longueur de flambement.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure .5.9 : Niveaux de vérification.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 5.10 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 5.11 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 5.12 : Contraintes $\delta_{22}$ .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 5.13 : Contraintes $\delta_{12}$ .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 5.14 : détail de ferrailage du voile (V1, V1') coupe horizontale.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 6.1 : semelles isolée sous poteaux .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 6.2 : Semelles filantes .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 6.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 6.4 : Schéma statique du bâtiment.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 6.5 : Contraintes sous le radier .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 6.6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 6.7: Ferrailage de la Dalle du Radier.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 6.8: Ferrailage des nervures du sens porteur.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 6.9: Ferrailage des nervures du sens non porteur.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 6.10: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure 6.11 : Ferrailage du Voile Périphérique.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>



## Liste des tableaux :

Tableau 2.1 : Les charges permanentes sur la terrasse. ....	16
Tableau 2.2 : Les charges permanentes sur le plancher en corps creux.....	17
Tableau 2.3 : Les charges permanentes sur le plancher en dalle pleine.....	18
Tableau 2.4 : Composition de la dalle pleine.....	19
Tableau 2.5 : Composition de mur extérieur.....	19
Tableau 2.6 : Composition de mur intérieur. ....	19
Tableau 2.7 : Charges d'exploitations.....	19
Tableau 2.8 : Prédimensionnement des poutres.....	21
Tableau 2.9 : Surface reprise par chaque poteau.....	24
Tableau 2.10 : Dégression des surcharges. ....	25
Tableau 2.11 : La descente des charges permanentes (Poteau central).....	27
Tableau 2.12 : La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central).....	27
Tableau 2.13 : choix des poteaux centraux. ....	28
Tableau 2.14 : Vérification de critère de résistance. ....	28
Tableau 2.15 : Vérification de l'effort normal réduit.....	29
Tableau 2.16 : Vérification de l'effort normal réduit.....	29
Tableau 2.17 : Choix des sections des poteaux.....	30
Tableau 2.18 : Vérification de la raideur. ....	30
Tableau 2.19 : Vérification de la raideur. ....	31
Tableau 2.20 : choix final des sections des poteaux ....	31
Tableau 3.1 :Évaluation de charge permanente du palier de l'escalier....	44
Tableau 3.2. Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier .....	44
Tableau 3.3 : Combinaison des charges de l'escalier.....	45
Tableau 3.4 :Moment en travée et appui.....	46
Tableau 3.5 :calcul du ferrailage d'escalier .....	47
Tableau 3.6 : vérification de l'espacement. ....	47
Tableau 3.7 : calcul de la flèche de l'escalier. ....	50
Tableau 3.8 : vérification la flèche de l'escalier .....	50
Tableau 3.9 :Ferrailage de la dalle pleine.....	52
Tableau 3.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	55
Tableau 3.11 : Charge permanente sur le balcon. ....	56

Tableau 3.12: Charge concentrée sur le balcon. ....	56
Tableau 3.13 : Les combinaisons des charges. ....	57
Tableau .3.14 : Ferrailage de Balcon. ....	58
Tableau. 3.15. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée. ....	68
Tableau. 3.16 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis. ....	68
Tableau 3.17 : Vérification de la contrainte de béton .....	70
Tableau4.1 :Valeurs de Pénalités.....	84
Tableau 4.2: Participation massique du modèle initial. ....	89
Tableau 4.3: Vérification des déplacements inter étages du 1 <sup>er</sup> modèle .....	91
Tableau 4.4 : Participation massique du 2 <sup>ème</sup> modèle.....	94
Tableau 4.5 : Vérification des déplacements inter-étage .....	95
Tableau 4.6: Vérification de l'effort normal .....	96
Tableau 4.7 : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final. ....	97
Tableau 4.8 : Vérification de l'effort tranchant en chaque étages. ....	98
Tableau 5.1 :Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	100
Tableau 5.2 :Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	101
Tableau 5.3 :Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	101
Tableau 5.4. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	102
Tableau 5.5. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	102
Tableau 5.6. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	103
Tableau 5.7. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	103
Tableau 5.8. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	103
Tableau 5.9. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	104
Tableau 5.10. Choix des armatures des poteaux.....	104
Tableau 5.11. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\text{Max}}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	105
Tableau 5.12. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	105
Tableau 5.13. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	106
Tableau 5.14. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux. ....	107
Tableau 5.15. Espacement maximales selon RPA99 des poteaux. ....	109
Tableau 5.16. Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	109
Tableau.5.17 : vérification de poteau du sous-sol à L'ELS. ....	112
Tableau .5.18: vérification de l'espacement longitudinal. ....	112
Tableau 5.19: Ferrailage des poutres porteuses 30x35. ....	115
Tableau 5.20: Ferrailage des poutres porteuses 30x35. ....	115

Tableau 5.21: Ferrailage des poutres porteuses 30x35. ....	115
Tableau 5.22: Ferrailage des poutres non porteuses 30x35. ....	115
Tableau 5.23: Ferrailage des poutres non porteuses 30x35. ....	116
Tableau 5.24: Ferrailage des poutres non porteuses 30x35. ....	116
Tableau 5.25: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x35. ....	116
Tableau 5.26: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x35. ....	116
Tableau 5.27: Vérification de la condition de non fragilité. ....	117
Tableau 5.28: Vérification des poutres (30X35) à l'ELS. ....	117
Tableau 5.29: Vérification des poutres (30X35) à l'ELS. ....	117
Tableau 5.30: Vérification de la contrainte de cisaillement. ....	118
Tableau 5.31: calcul des armatures transversales. ....	118
Tableau 5.32: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche. ....	120
Tableau 5.33 : Valeurs de $(I_f/I)$ . ....	126
Tableau 5.34 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$ . ....	127
Tableau 5.35 : Aciers verticaux et horizontaux. ....	128
Tableau 5.36: Aciers transversaux. ....	128
Tableau 5.37 : Calcul de $\sigma_{ba}$ et $\sigma_{bna}$ pour l'exemple. ....	133
Tableau 5.38 : Calcul des armatures verticales de l'exemple. ....	134
Tableau 5.39 : Caractéristiques des voiles. ....	135
Tableau 5.40 : Calcul des armatures du voile (V1)(V1'). ....	136
Tableau 5.41 : Calcul des armatures du voile (V2) (V2'). ....	137
Tableau 5.42 : Calcul des armatures du voile (V3) ....	138
Tableau 5.43 : Calcul des armatures du voile (V4). ....	139
Tableau 5.44 : Calcul des armatures du voile (V5). ....	140
Tableau 5.45 : Calcul des armatures du voile (V6). ....	141
Tableau 5.46 : Calcul des aciers horizontaux des voiles. ....	142
Tableau 6.1 : Sections des semelles filantes. ....	150
Tableau 6.2: caractéristiques géométriques du radier ....	154
Tableau 6.3: Contraintes sous le radier à l'ELU. ....	156
Tableau 6.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS. ....	156
Tableau 6.5: Calcul des moments à l'ELU. ....	158
Tableau 6.6: Calcul des moments à l'ELS. ....	158
Tableau 6.7: Ferrailage des panneaux du radier. ....	159
Tableau 6.8 : Vérification des contraintes (radier). ....	160
Tableau 6.9: Ferrailage des panneaux du radier. ....	160
Tableau 6.10 : Vérification des contraintes (radier). ....	160
Tableau 6.11 : Ferrailage des nervures sens (x-x). ....	162

Tableau 6.12 : Ferrailage des nervures sens (y-y) .....	162
Tableau 6.13: Vérification des contraintes (Nervure).....	162
Tableau 6.14 : Ferrailage du Voile Périphérique .....	167
Tableau 6.15 : Vérification des contraintes à l'ELS .....	169
Tableau.7.1 : Prix total des poteaux.....	171
Tableau.7.2: Prix total des poutres.....	172
Tableau.7.3 : Prix total de plancher en dalle pleine. ....	172
Tableau.7.4 : Prix total de plancher en corps creux (dalle de compression).....	172
Tableau.7.5 : prix total des voiles de contreventement et voiles périphériques.....	172
Tableau.7.6 : Le prix total de Radier générale. ....	173
Tableau.7.7 : Le prix total d'escaliers.....	173

# 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.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\sigma_c$  : Contrainte de consolidation.
  
- $K_t$  : Facteur de terrain.
- $R$  : Force résultante.
- $\gamma_s$  : 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.
- $T$  : Effort tranchant, Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur, Indice des vides.
- $N_q, N_\gamma, N_c$  : Facteurs de portance.
  
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.

- $f$  : Flèche admissible.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
  
- $I_c$  : Indice de consistance.
- $F_e$  : 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, Moment a la base.
- $I$  : 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.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : 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'age.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $\square$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène

# INTRODUCTIN GENERALE

## **Introduction Générale**

L'étude d'une structure parasismique est un problème complexe, vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements en vigueur et d'économie imposées par les coûts croissants des matériaux de construction.

En revanche, une structure doit être calculée et conçue de telle sorte qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue. Comme elle doit résister à tout événements et actions permanentes et accidentelles susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation.

Cependant, le présent projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation comportant : RDC +10 Etages et 1 sous-sols qui sera implanté à Blida. Ce bâtiment est en ossature auto stable contreventé des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (BAEL , CBA 93 et RPA 99 ).

Notre étude est répartie sur six chapitres :

Le premier chapitre est dédié à la présentation générale de notre ouvrage et les matériaux utilisés dans sa construction. Nous avons aussi présenté les caractéristiques mécaniques et physiques de ces matériaux.

Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments résistants et secondaires de la structure en béton armé.

Dans le troisième chapitre, nous présentons le calcul des éléments secondaire.

Dans le chapitre suivant, nous passerons à l'étude dynamique du bâtiment qui sera établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel ETABS.

Le cinquième chapitre présente le ferrailage des éléments résistants de la superstructure ( poteaux, poutres , voiles). Le ferrailage de ces derniers est mené par l'application du SOCOTEC.

Aux chapitre six nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte des prescriptions du rapport de sol. Le calcul manuel du voile périphérique est aussi présenté dans ce chapitre.

Dans le dernier chapitre nous présenterons une tentative d'estimation de cout de mètre cube de la structure (béton armé) .

Nous clôturons ce travail par une conclusion générale .

**CHAPITRE 1 :**  
**PRESENTATION DE**  
**L'OUVERAGE ET**  
**MATERIAUX UTILISES**

### 1.1. Introduction :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (**RDC+10+1SS**) à usage multiples en forme **L**. L'ouvrage est implanté à Blida . qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé.(**RPA ;BAEL et CBA**).



**Figure 1.1 : Façade de bâtiment.**

### 1.2. Présentation De L'ouvrage :

Le projet est constitué de :

- Un sous-sol (parking).
- RDC (usage commercial).
- 10 étages : du 01<sup>er</sup> au 10<sup>ème</sup> (usage habitation).
- 01 terrasse inaccessible.

**1.2.1. Caractéristiques géométriques :****Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment.....36,04 m.
- Hauteur du sous-sol .....2,20 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée .....3,74 m.
- Hauteur des étages courant.....3,23 m.

**Dimensions en plan :**

- Longueur totale en plan .....16,56m.
- Largeur totale en plan .....17,05m.

**1.2.2. Système constructif de l'ouvrage :**

La stabilité du Bati sera assurée par une structure résistante constituée de portiques contreventé par des voiles.

Donc selon (**RPA 99 version 2003**) le système de contreventement de bâtiment est un système de contreventement par des voiles et des portiques.

**1.3. Classification de bâtiment selon (RPA 99 versions 2003) :**

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ **groupe 2** », car il est à usage multiples dont la hauteur ne dépasse pas **48 m**.

**1.4. Règlements utilisés en BA :****a/ Plancher :**

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.

Dans notre projet (bâtiment), nous avons décidé deux types de plancher :

- Plancher à dalle pleine.
- Plancher en corps creux.

**b/ Escalier :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Dans notre bâtiment, on a un type d'escalier :

- Escaliers avec palier de repos qui sont constituées de deux volées.

**c/ Terrasse :**

Notre structure comporte un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

**d/ Maçonnerie :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (15 cm et 10 cm d'épaisseur) séparée par lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

**e/ Acrotère :**

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère en béton armé de 40 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

**f/ Infrastructure :**

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La contrainte admissible du sol est de **2.5 bars (selon le rapport de sol)**.
- La catégorie de site  $S_3$  : site meuble.
- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure.

**1.5. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et à la réglementation en vigueur en Algérie (**RPA 99 version 2003** et **CBA93**).

**1.5.1. Béton :****a. Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (gravier, sable) et d'eau. Il résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères :

1. une résistance mécanique élevée.
  2. un retrait minimum.
  3. une bonne tenue dans le temps.
- **Granulats** : pour un béton ordinaire les dimensions des granulats sont comprises entre :  $0,2\text{mm} < C_g < 25\text{mm}$ .
  - **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton ordinaire est le ciment portland composé de classe 42,5 (CEMII/B).
  - **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.
  - **Sable** : un mélange de sable 0/3 avec une quantité de sable fin par correction.

### **b. Résistance du béton :**

Béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « **j** » jours.

#### **b.1. Résistance à la compression :**

Le béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de **28 jours**. Celle-ci, notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) dont la hauteur est double du diamètre et de section  $200\text{ cm}^2$ .

$$j \leq 28\text{jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685f_{c28} \log(j + 1)$$

$$j = 28\text{jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28\text{jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$$

Pour les ouvrages courants on admet une résistance à la compression :  $f_{c28}=25\text{MPa}$

#### **b.2. Résistance à la traction :**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$ , on trouve :  $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$

**c. Module de déformation longitudinale :**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte application, connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale ».

**c.1. Module d'élasticité instantané «  $E_{ij}$  » :**

Sous des contraintes normales d'une courte durée (inférieure à 24 heures), on admet qu'à **j jours**, le module d'élasticité instantané du béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa} \quad \text{Donc : } E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression à **j jours**. (MPa)

**c.2. Module d'élasticité différé «  $E_{vj}$  » :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à **j jours**, le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)} \quad \text{Donc : } E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

**d. Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l/l}{\Delta l/l} = \frac{\text{Allongement relatif dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinal}}$$

• **E.L.U :**

$\nu = 0,0$  calcul des sollicitations (béton fissuré) .

• **E.L.S :**

$\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

**e. Poids volumique :**

On adopte la valeur :

$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$  pour le BA.

$\rho = 22 \text{ à } 23 \text{ kN/m}^3$  pour le béton.

**f. Les contraintes limites de calcul :****f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage, dans ce cas la contrainte est définie par :

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

**Avec :**

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires.....  $f_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.....  $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

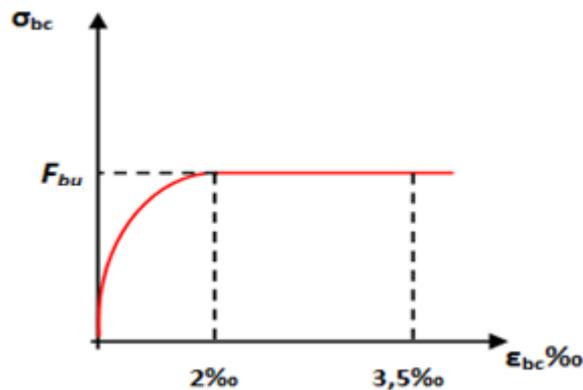
$\theta$  = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Si  $t > 24\text{h}$                        $\longrightarrow$                        $\theta = 1$

Si  $1 \text{ h} < t < 24 \text{ h}$                        $\longrightarrow$                        $\theta = 0,9$

Si  $t < 1 \text{ h}$                        $\longrightarrow$                        $\theta = 0,85$

Avec :  $t$  = durée d'application de l'action considérée en heures. .



**Figure 1.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.**

**f.2. Contraintes limites à l'état 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 ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.

- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ on trouve : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

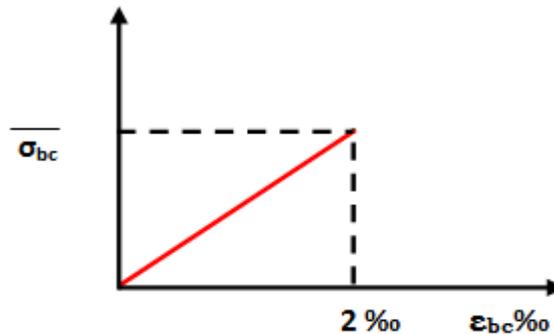


Figure 1.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.

### 1.5.2. ACIERS :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses ( $\emptyset$ ) : **FeE240**
- Barres à haute adhérences (HA) : **FeE400**
- Treillis soudés (TS) : **TLE520  $\emptyset = 6 \text{ mm}$**  pour les dalles.

#### a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ )
- Barres à haute adhérence (HA) :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .
- Treillis soudés (TS) :  $f_e = 520 \text{ MPa}$ .

#### b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

**c. Les contraintes limites de calcul :****c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

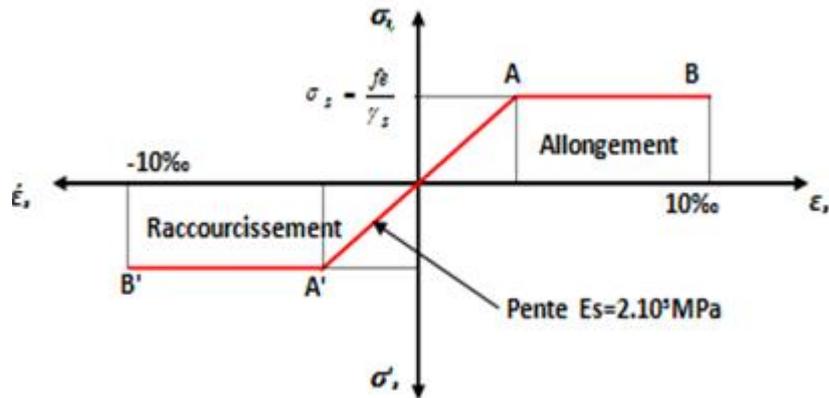


Figure 1.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\epsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situation accidentelles} \end{cases}$

Pour les aciers FeE400 on a :  $\epsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,66\%$

**c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):**

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(240 \text{MPa}; 110 \sqrt{rf_{ij}}) \right)$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} \left( \frac{1}{2} f_e, \max \left( 200 \text{MPa}; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right)$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

#### **d. Le coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de :

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

n : Coefficient d'équivalence.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton

### **1.6. Hypothèses de calcul :**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3,5 ‰** en flexion simple ou composée et à **2 ‰** dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10 ‰**.
- La contrainte de calcul, notée "  $\sigma_s$  " et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

est égale a :

$$\begin{aligned} \diamond \text{ Rond lisse} & \begin{cases} \sigma_s = 204,35 \text{MPa Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{MPa Situation accidentelle} \end{cases} \\ \diamond \text{ Haute adhérence} & \begin{cases} \sigma_s = 347,83 \text{MPa Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa Situation accidentelle} \end{cases} \end{aligned}$$

- Allongement de rupture :  $\varepsilon_s = 10\%$

Figure 1.1 : Façade de bâtiment. ....	2
Figure 1.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU. ....	7
Figure 1.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS. ....	8
Figure 1.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU. ....	9



CHAPITRE 2 :  
PREDIMENSIONNEMENT  
DES ELEMENTS  
STRUCTURAUX

## 2.1. Introduction :

Le but du prédimensionnement est de définir les dimensions des éléments résistants de la structure et de déterminer les différentes charges et surcharges agissant sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Ces dimensions sont choisies selon les formules du **RPA99V2003**, **CBA93** et **BAEL 91 modifié 99**.

## 2.2. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan et peuvent reposer sur 2, 3 et 4 appuis.

### 2.2.1. Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

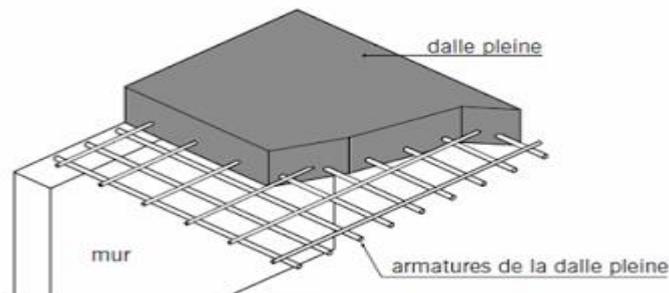


Figure 2. 1 : Détails d'un plancher à dalle pleine.

On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

Le coupe-feu est obtenu par la dalle de compression. Autrement, plus on augmente l'épaisseur de béton plus le plancher est résistant au feu.

- $e = 7 \text{ cm}$  Pour une heure de coupe - feu
- $e = 11 \text{ cm}$  Pour deux heures de coupe – feu
- $e = 17,5 \text{ cm}$  Pour quatre heures de coupe – feu

Alors, on prend :  $e = 11 \text{ cm}$ .

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes [1] :

- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$
- **Avec :**

$e$  = Epaisseur de la dalle pleine.

$L_x$  = La petite portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$L_x = 3.62$  m

$e = L_x / L_y = 3.62 / 4.3 = 0,84$        $0,4 < e < 1$

Dalle portent dans les deux sens

La dalle repose sur quatre appuis

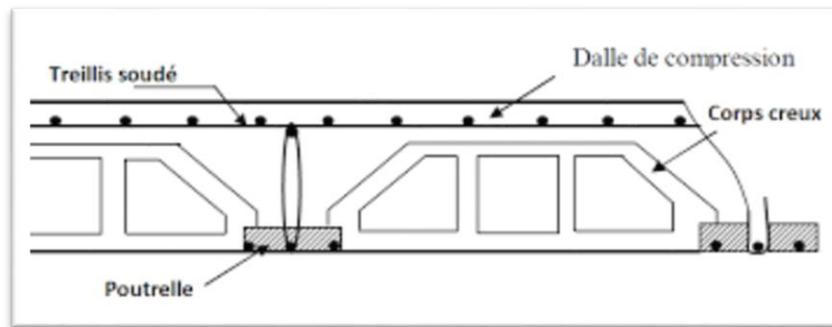
On aura donc :  $7.24 \text{ cm} \leq e \leq 9,05 \text{ cm}$   $\longrightarrow$  On prend :  **$e = 8 \text{ cm}$** .

- **Isolation phonique :**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique. [3]

Soit :  **$e = 15 \text{ cm}$** .

Donc pour la dalle pleine, et d'après les conditions précédentes on opte pour une épaisseur de 15cm.

**2.2.2. Plancher en corps creux :****Figure 2. 2 : plancher à corp creux.**

Les plancher à corps creux sont constitués d'une succession de poutrelles parallèles, de corps creux et d'une dalle de compression.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la longueur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques.

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8, 424}) [1]$$

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée entre nu des appuis dans le sens des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur du plancher.

$$L = 3.62 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{3.62}{22.5} = 16.08 \text{ cm}$$

On prend :  $h = (16+4) \text{ cm}$

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

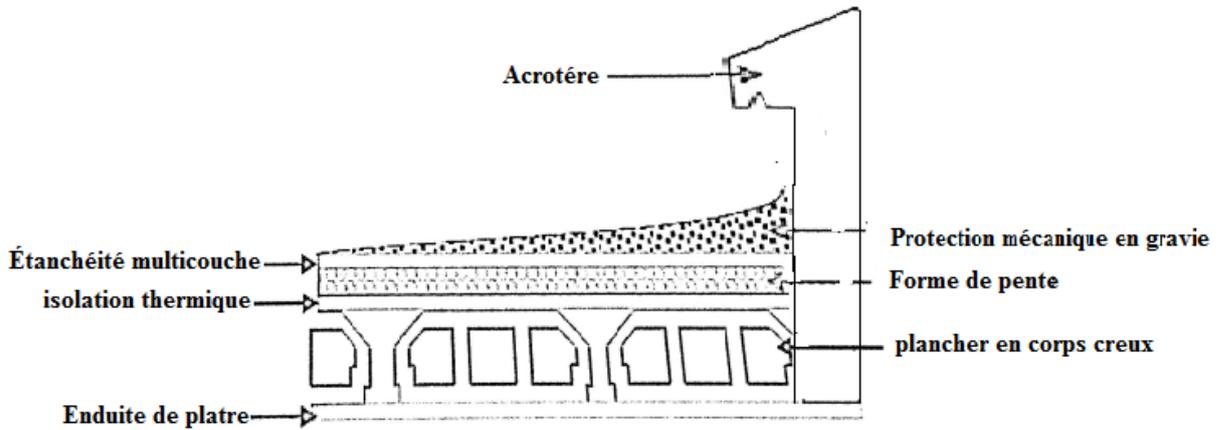
04 cm : hauteur de la dalle de compression.

**Disposition des poutrelles :**

- ✓ Critère de la petite portée.
- ✓ Critère de continuité.

**2.3. Evaluation des charges :**

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, selon le **DTR B.C.2.2.** [4]

**2.3.1 Charges permanentes :****A) Plancher Terrasse inaccessible (16+4) :****Figure 2. 3 : Plancher Terrasse inaccessible.****Tableau 2.1 : Les charges permanentes sur la terrasse.**

Désignation de l'élément	Ep (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravie	0.05	17	0.85
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.1	22	2.2
Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
Plancher en corps creux	0.16+0.04	/	2.8
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
$\Sigma$			$\Sigma G = 6.33$

## B) Plancher de l'étage courant (Dalle en corps creux (16+4) :

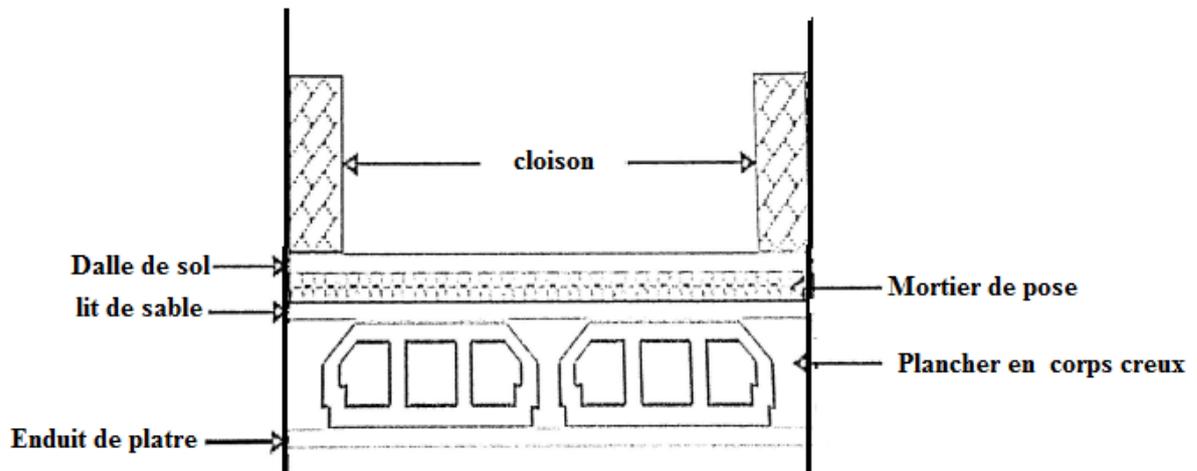


Figure 2. 4 : Plancher étage courant en corps creux

Tableau 2.2 : Les charges permanentes sur le plancher en corps creux.

Désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$E_p$ (m)	$G$ (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol	28	0.02	0.56
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Plancher en corps creux	/	0.16+0.04	2.8
Cloisons légères	/	/	1.3
Enduit au plâtre	10	0.02	0.2
$\Sigma$	/	/	5.6

## C) RDC Dalle Pleine (e=15cm) :

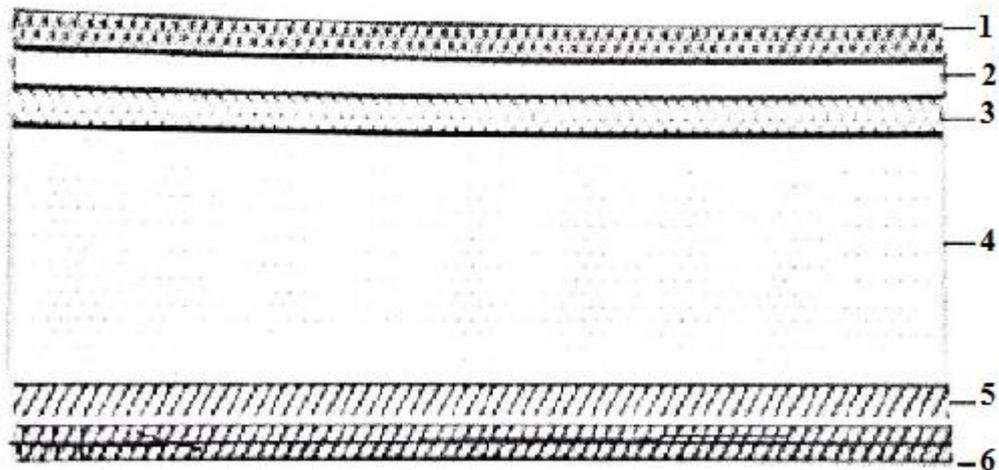


Figure 2.5 : Plancher étage courant en corps creux.

Tableau 2.3 : Les charges permanentes sur le plancher en dalle pleine.

Désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$E_p$ (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1.dalle de sol	28	0.02	0.56
2.Mortier de pose	20	0.02	0.4
3.Lit de sable	18	0.03	0.54
4.Dalle pleine	25	0.15	3.75
5.Cloisons légères	/	/	1.3
6.Enduit au plâtre	10	0.02	0.2
$\Sigma$	/	/	6,75

**D) Dalle pleine (sous-sols) :****Tableau 2.4 : Composition de la dalle pleine.**

Matière	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Couche chape flatule en asphalte	0,02	20	0,5
2. Lit de sable	0,03	18	0,54
3. Dalle pleine	0,15	25	3,75
4. Plafond Enduit en ciment	0,02	18	0,36
$\sum \rho = G$			5,05 KN/m <sup>2</sup>

**E) Mur extérieur (double cloisons)****Tableau 2.5 : Composition de mur extérieur.**

Matière	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit intérieur au plâtre	0,02	10	0,20
2. Briques creuses	0,10	09	0,90
3. L'âme d'air	0,05	00	0,00
4. Briques creuses	0,15	09	1,35
5. Enduit extérieur en ciment	0,02	18	0,36
$\sum$			2,81 KN/m <sup>2</sup>

**F) Mur intérieur :****Tableau 2.6 : Composition de mur intérieur.**

Matière	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit au plâtre	0,01	10	0,10
2. Briques creuses	0,09	09	0,81
3. Enduit au plâtre	0,01	10	0,10
$\sum \rho = G$			1,01 KN/m <sup>2</sup>

**2.3.2 Charges d'exploitations :****Tableau 2.7 : Charges d'exploitations.**

1) Acrotère	Q= 1,0 KN/ml
2) Plancher terrasse inaccessible	Q= 1,0 KN/m <sup>2</sup>
3) Plancher étage courant	Q= 1,5 KN/m <sup>2</sup>
4) Plancher RDC	Q= 5,0 KN/m <sup>2</sup>
5) Escaliers	Q= 2,5 KN/m <sup>2</sup>
6) Parking (sous-sol)	Q= 2,5 KN/m <sup>2</sup>
7) Balcons	Q= 3,5 KN/m <sup>2</sup>

### 2.4 Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé et ont pour but de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmis par les planchers.

Leur prédimensionnement se base sur les étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **BAEL91 modifié 99**.
- Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.

- **Selon le BAEL91 modifié 99 : [1]**

- La hauteur **h** de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur **b** de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : La plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- **Selon le RPA99 version 2003 : [2]**

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

1-Poutre porteuse { L = 4.3 m.

2- Poutre non porteuse { L = 3.62 m.

**Tableau 2.8 : Prédimensionnement des poutres.**

Selon le <b>BAEL91</b> (prédimensionnement)		
	Poutre porteuse	Poutre non porteuse
$L/15 \leq h \leq L/10$	L 4.3 m $28.66 \leq h \leq 43$ (cm) h=35 cm	L =3.62 m $24.13 \leq h \leq 36.2$ (cm) h=35cm
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$10.5 \leq b \leq 24.5$ (cm) b= 30cm	$10.5 \leq b \leq 24.5$ (cm) b= 30cm
Selon le <b>RPA99/V2003</b> (vérification)		
• $h \geq 30$ cm	$h=35 \geq 30$ (cm)	$h=35 \geq 30$ (cm)
• $b \geq 20$ cm	$b=30 \geq 20$ (cm)	$b=30 \geq 20$ (cm)
• $h/b \geq 4$	$35/30=1.16 \leq 4$	$35/30=1.16 \leq 4$
Condition de rigidité		
$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$	$0.0814 > 0.0625$	$0.0814 > 0.0625$

**Résumé :** poutre porteuse =30x35cm

Poutre non porteuse =30x35cm

## 2.5 Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central.

- Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux. (**Article 7.4.1**) [2]

### 2.5.1 Procédure de prédimensionnement :

Le prédimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « **RPA99 version 2003** ».

**- D'après l'article B.8.4.1 du BAEL91 :**

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad [1]$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).
- $\lambda$ : Elancement d'EULER :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$
- $l_f$ : Longueur de flambement :  $l_f = k l_0$
- $i$ : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- $I$ : Moment d'inertie de la section :  $I = \frac{b \cdot a^3}{12}$
- $B$  : Surface de la section du béton :  $a \times b$
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ )..... situation durable.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ )..... situation durable.
- $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400$  MPa).
- $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25$  MPa).
- $A_s'$  : Section d'acier comprimée.
- $Br$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle **1cm** d'épaisseur sur toute sa périphérie [ $Br = (a-0,02)(b-0,02)$ ] m<sup>2</sup>.
- $\left(a = \frac{l_f}{10}\right)$  avec  $l_f = \alpha l_0 = 0,7 \times 2,88 = 2,016$  m
- D'où :  $a \geq 0,2016$  m
- $Br = (a - 0,02)^2$
- $Br = (a-0,02)(b-0,02)$
- $b = \frac{Br}{\alpha - 0,02} + 0,02$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

- **Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »**

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

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

Avec : (a ; b) : Dimensions de la section.

Donc : a=30cm.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

- **Vérification à l'ELS :**

•  $\sigma_{ser}$  : contrainte de compression à l'ELS.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

**Calcul des poteaux :**

Les poteaux les plus sollicités sont :

**Tableau 2.9 : Surface reprise par chaque poteau.**

Type de poteau	Surface (m <sup>2</sup> )
Poteau central RDC	10.07
Poteau central EC	12.27
Poteau d'angle	5.84

**2.5.2 Evaluation de l'effort normal ultime :****a. Loi de dégression :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % jusqu'à 0,5Q.

Donnée par **DTR.B.C.2.2**

Avec :

$$Q_{0+} + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q) \quad \text{pour } n \geq 5 \quad [4]$$

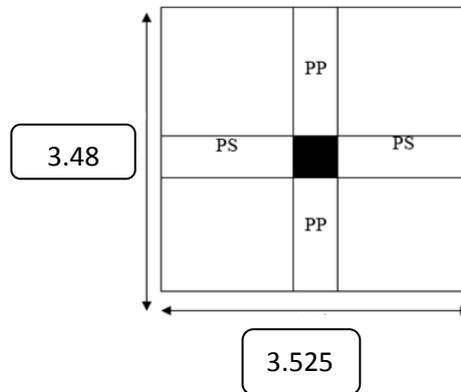
- n : nombre d'étage.
- $Q_0$  : la charge d'exploitation sur la terrasse :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$  (Terrasse inaccessible).
- Q : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.
- Q : plancher étages courants (usage habitation) :  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Q : plancher du rez de chaussée :  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$  (RDC).
- Q : plancher du sous-sol :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$  (sous-sol).

**Tableau 2.10 : Dégression des surcharges.**

Niveau	Surcharge	$\Sigma$ Surcharge	$\Sigma$ Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
10	Q <sub>0</sub>	$\Sigma_{0=}$ Q <sub>0</sub>	01,00
9	Q <sub>1</sub>	$\Sigma_{1=}$ Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub>	02,50
8	Q <sub>2</sub>	$\Sigma_{2=}$ Q <sub>0</sub> +0,95 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	03,85
7	Q <sub>3</sub>	$\Sigma_{3=}$ Q <sub>0</sub> +0,90 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )	05,05
6	Q <sub>4</sub>	$\Sigma_{4=}$ Q <sub>0</sub> +0,85 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )	06,10
5	Q <sub>5</sub>	$\Sigma_{5=}$ Q <sub>0</sub> +0,80 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )	07,00
4	Q <sub>6</sub>	$\Sigma_{6=}$ Q <sub>0</sub> +0,75 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> )	07,75
3	Q <sub>7</sub>	$\Sigma_{7=}$ Q <sub>0</sub> +0,714 (Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>7</sub> )	08,78
2	Q <sub>8</sub>	$\Sigma_{8=}$ Q <sub>0</sub> +0,688 (Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>8</sub> )	09,26
1	Q <sub>9</sub>	$\Sigma_{9=}$ Q <sub>0</sub> +0,667 (Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>9</sub> )	10,00
RDC	Q <sub>10</sub>	$\Sigma_{10=}$ Q <sub>0</sub> +0,65 (Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>10</sub> )	13,025
Sous-sol	Q <sub>11</sub>	$\Sigma_{11=}$ Q <sub>0</sub> +0,636 (Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>11</sub> )	14,36

**b- Descente de charges :**

**1. Poteau central :**



**Figure 2.6 : surface reprise par le poteau central.**

- Niveau 10<sup>ème</sup> étage : S=12.27 m<sup>2</sup>

Plancher..... 12,27 × 6,33 = 77.65 KN.

Poutre porteuse ..... 0,30 × (0,35-0.2) × 25 × 3,525 = 3.96KN.

Poutre non porteuse..... 0,30 ×(0,35-0.2) × 25 × 3.18 = 3,58 KN.

Poids du poteau minimum ..... 25 × 2,88× (0,3)<sup>2</sup> = 6,48 KN.

**G<sub>10</sub> étages = 91.67 KN.**

- Niveau étage courant (du 9<sup>ème</sup> jusqu'au 1<sup>ér</sup> étage) : S= 12.27 m<sup>2</sup>

Plancher..... 12.27 × 5,6 = 68.70 KN.

Poutre porteuse ..... 0,30 × (0,35-0.2) × 25 × 3,525 = 3.96KN.

Poutre non porteuse ..... 0,30 × (0,35-0.2) × 25 × 3.18 = 3,58 KN.

Poids du poteau ..... 25 × 2,88 × (0,3)<sup>2</sup> = 6,48 KN.

---

**G Etages courants = 82.72 KN**

- Niveau RDC : S=12.27 m<sup>2</sup>

Plancher..... 12.27 × 6,75 = 82.82 KN.

Poutre porteuse ..... 0,30 × (0,35-0.2) × 25 × 3,525 = 3.96KN.

Poutre non porteuse ..... 0,30 × (0,35-0.2) × 25 × 3.18 = 3,58 KN..

Poids du poteau ..... 25 × 3.39 × (0,3)<sup>2</sup> = 7.63KN.

---

**G<sub>RDC</sub> = 97.98 KN**

- Niveau plancher sous-sol : S = 4.263 m<sup>2</sup>

Plancher..... 4.263 × 5,05 = 21.53 KN.

Poutre porteuse ..... 0,30 × (0,35-0.2) × 25 × 3,525 = 3.96KN.

Poutre non porteuse ..... 0,30 × (0,35-0.2) × 25 × 3.18 = 3,58 KN.

Poids du poteau ..... 25 × 1,85 × (0,3)<sup>2</sup> = 4,163KN.

---

**G<sub>sous-sol</sub> = 33.23 KN**

## - Charges permanentes (G) :

Tableau 2.11 : La descente des charges permanentes (Poteau central).

Niveau	Charge permanent de chaque Niv	G cumulé(kN)
10	91,67	91,67
9	82,72	174,39
8	82,72	257,11
7	82,72	339,83
6	82,72	422,55
5	82,72	505,27
4	82,72	587,99
3	82,72	670,71
2	82,72	753,43
1	82,72	836,15
RDC	97,98	934,13
Sous-sol	33,228	967,36

## - Charges d'exploitation (Q) :

Tableau 2.12 : La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central).

Niveau	Surface(m <sup>2</sup> )	Surcharge	Q (kN)
10	12,27	01,00	12,27
9	12,27	02,50	30,675
8	12,27	03,85	47,24
7	12,27	05,05	61,96
6	12,27	06,10	74,85
5	12,27	07,00	85,89
4	12,27	07,75	95,09
3	12,27	08,78	107,731
2	12,27	09,26	113,62
1	12,27	10,00	122,7
RDC	12,27	13,025	159,82
Sous-sol	4,26	14,36	165,15

Les résultats et le choix des poteaux centraux sont regroupés dans le tableau suivant :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,066N_u \quad \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Tableau 2.13 : choix des poteaux centraux.**

CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX CENTRAUX									
Niveau	a(cm)	Nu(KN)	Br (mm <sup>2</sup> )	b(cm)	axb (cm)	Ns(KN)	axb (cm)	Choix RPA	Choix
10	20.16	142,1595	9,38	5,35	20.16x30	103,94	0,77x0,77	30x30	30x30
9	20.16	281,439	18,57	8,63	20.16x30	205,065	1,09x1,09	30x30	30x30
8	20.16	417,9585	27,58	11,85	20.16x30	304,35	1,32x1,32	30x30	30x30
7	20.16	551,7105	36,41	15,004	20.16x30	401,79	1,52x1,52	30x30	30x30
6	20.16	682,7175	45,06	18,09	20.16x30	497,4	1,69x1,69	30x30	30x30
5	20.16	810,9495	53,52	21,11	20.16x30	591,16	1,85x1,85	30x30	30x30
4	20.16	936,4215	61,8	24,07	20.16x30	683,08	1,98x1,98	30x30	30x30
3	20.16	1067,055	70,4	27,15	20.16x30	778,441	2,12x2,12	30x30	30x30
2	20.16	1187,5605	78,3	29,99	20.16x30	867,05	2,24x2,24	30x30	30x30
1	20.16	1312,8525	86,6	32,94	20.16x35	958,85	2,35x2,35	30x30	35x35
RDC	23.73	1500,8055	99,05	37,37	23.73x40	1093,95	2,51x2,51	30x30	40x40
SOUS-SOL	12.95	1553,66	102,54	38,62	12.95x40	1132,51	2,44x2,44	30x30	40x40

-Vérification du critère de résistance :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bc}$$

**Tableau 2.14 : Vérification de critère de résistance.**

Poteaux centraux					
Niveau	Nu(kN)	B(cm <sup>2</sup> )	Nu/B(MPa)	f <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
10	142,1595	30x30	1,57	14,16	Vérifiée
9	281,439	30x30	3,12	14,16	Vérifiée
8	417,9585	30x30	4,64	14,16	Vérifiée
7	551,7105	30x30	6,130	14,16	Vérifiée
6	682,7175	30x30	7,58	14,16	Vérifiée
5	810,9495	30x30	9,010	14,16	Vérifiée
4	936,4215	30x30	10,404	14,16	Vérifiée
3	1067,055	30x30	11,85	14,16	Vérifiée
2	1187,5605	30x30	13,195	14,16	Vérifiée
1	1312,8525	35x35	10,71	14,16	Vérifiée
RDC	1500,8055	40x40	9,380	14,16	Vérifiée
SOUS-SOL	1553,66	40x40	9,7104	14,16	Vérifiée

**Vérification de l'effort normal réduit :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \dots \dots [3]$$

Avec :  $B_c$  : section de poteau

$N_d$ : G + Q

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau 2.15 : Vérification de l'effort normal réduit.**

Niveau	$N_d$ (kN)	$b \times h$	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	v	Vérification
10	103,94	30×30	900	0,046195556	Vérifiée
9	205,065	30×30	900	0,09114	Vérifiée
8	304,35	30×30	900	0,135266667	Vérifiée
7	401,79	30×30	900	0,178573333	Vérifiée
6	497,4	30×30	900	0,221066667	Vérifiée
5	591,16	30×30	900	0,262737778	Vérifiée
4	683,08	30×30	900	0,303591111	Vérifiée
3	778,441	30×30	900	0,345973778	Non Vérifiée
2	867,05	30×30	900	0,385355556	Non Vérifiée
1	958,85	35×35	1225	0,313093878	Non Vérifiée
RDC	1093,95	40×40	1600	0,2734875	Vérifiée
SOUS-SOL	1132,51	40×40	1600	0,283129	Vérifiée

-La condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée dans certains étages il faut donc augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

**Tableau 2.16 : Vérification de l'effort normal réduit.**

Niveau	$N_d$ (kN)	$b \times h$	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	v	Vérification
10	103,94	30×30	900	0,046195556	Vérifiée
9	205,065	30×30	900	0,09114	Vérifiée
8	304,35	30×30	900	0,135266667	Vérifiée
7	401,79	30×30	900	0,178573333	Vérifiée
6	497,4	30×30	900	0,221066667	Vérifiée
5	591,16	30×30	900	0,262737778	Vérifiée
4	683,08	30×30	900	0,303591111	Vérifiée
3	778,441	35×35	1225	0,25418482	Vérifiée
2	867,05	40×40	1600	0,2167625	Vérifiée
1	958,85	40×40	1600	0,2397125	Vérifiée
RDC	1093,95	40×40	1600	0,2734875	Vérifiée
SOUS-SOL	1132,51	40×40	1600	0,283129	Vérifiée

La vérification de l'effort normal réduit est vérifiée dans tous les étages.

-Le choix des nouvelles sections des poteaux :

**Tableau 2.17 : Choix des sections des poteaux**

Niveau	Choix
10	30×30
9	30×30
8	30×30
7	30×30
6	30×30
5	30×30
4	30×30
3	35×35
2	40×40
1	40×40
RDC	40×40
SOUS-SOL	40×40

-Vérification de la raideur :

Il faut vérifier que :

$$R_{\text{poteau}} \geq R_{\text{poutre}} \rightarrow \frac{I_{\text{poteau}}}{h_{\text{poteau}}} \geq \frac{I_{\text{poutre}}}{L_{\text{poutre}}}$$

**Tableau 2.18 : Vérification de la raideur.**

Les étages	Choix	R <sub>poteau</sub>	R <sub>poutre</sub>		Vérification
			P <sub>p</sub>	P <sub>s</sub>	
De 4 <sup>ème</sup> jusqu'a 10 <sup>ème</sup>	30×30	234.4	304.08	337.06	Non Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	35×35	434.21	304.08	337.06	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 1 <sup>er</sup>	40×40	740.74	304.08	337.06	Vérifiée
RDC	40×40	629.3	304.08	337.06	Vérifiée
Sous-sol	40×40	1128.7	304.08	337.06	Vérifiée

**Tableau 2.19 : Vérification de la raideur.**

Les étages	Choix finale	R <sub>poteau</sub>	R <sub>poutre</sub>		Vérification
			P <sub>p</sub>	P <sub>s</sub>	
De 4 <sup>ème</sup> jusqu'a 10 <sup>ème</sup>	35×35	434.2	304.08	337.06	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	35×35	434.21	304.08	337.06	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 1 <sup>er</sup>	40×40	740.74	304.08	337.06	Vérifiée
RDC	40×40	629.3	304.08	337.06	Vérifiée
Sous-sol	40×40	1128.7	304.08	337.06	Vérifiée

-Donc la condition de raideur est vérifiée telle que :

$$R_{poteau} \geq R_{poutre}$$

-Le choix final des sections des poteaux :

**Tableau 2.20 : choix final des sections des poteaux**

Niveau	Choix
10	35×35
9	35×35
8	35×35
7	35×35
6	35×35
5	35×35
4	35×35
3	35×35
2	40×40
1	40×40
RDC	40×40
SOUS-SOL	40×40

## 2.6 Prédimensionnement des voiles :

### 2.6.1. Introduction :

Prédimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de RPA 99 versions 2003.

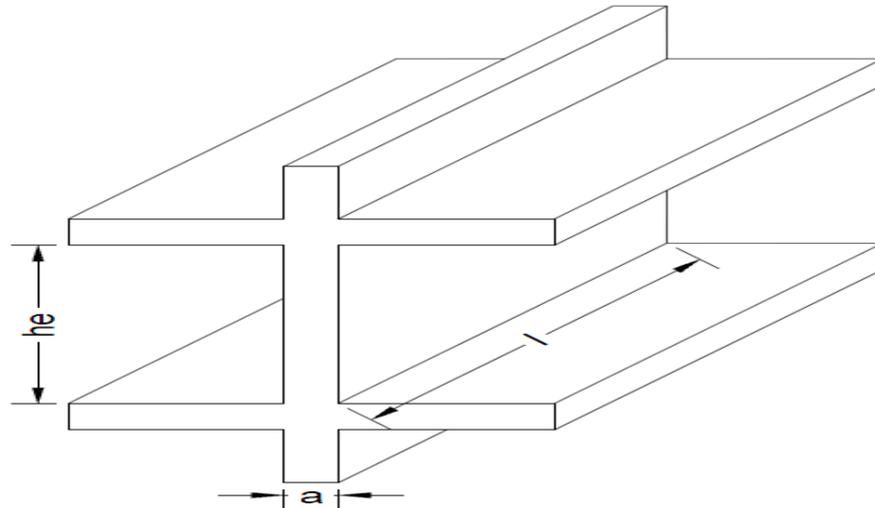


Figure 2.7 : Schéma de voile.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme éléments satisfaisants à la condition :  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

$L$  : longueur de voile.

$a$  : épaisseur du voile.

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

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 22 \right\}$$

Avec :

$h_e$  = Hauteur d'étage.

$a_{\min}$  = Epaisseur du voile.

- **Pour le sous-sol:**

$$h_e = 2.2 - 0.35 = 1.85 \text{ m} \longrightarrow a > \frac{h_e}{22} = 8.4 \text{ cm.}$$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 8.4 \text{ cm} \right\}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm.}$$

Donc : on prend  $e = 15 \text{ cm}$

- **Vérification de la longueur :**

$$L_{\min} \geq 4a \longrightarrow L_{\min} \geq 4 \times 15 = 60 \text{ cm.}$$

Donc : on prend  $L_{\min} = 60 \text{ cm.}$

- **Pour le RDC :**

$$h_e = 3.74 - 0.35 = 3.39 \text{ m} \longrightarrow a > \frac{h_e}{22} = 15.4 \text{ cm.}$$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 15.4 \text{ cm} \right\}$$

$$a_{\min} \geq 15.4 \text{ cm.}$$

Donc : on prend  $e = 16 \text{ cm}$

- **Vérification de la longueur :**

$$L_{\min} \geq 4a \longrightarrow L_{\min} \geq 4 \times 16 = 64 \text{ cm.}$$

Donc : on prend  $L_{\min} = 64 \text{ cm.}$

- **Pour les étages courants :**

$$h_e = 3.23 - 0.35 = 2.88 \text{ m} \longrightarrow a > \frac{h_e}{22} = 13.1 \text{ cm.}$$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 13.1 \text{ cm} \right\}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm.}$$

Donc : on prend  $e = 15 \text{ cm}$

- **Vérification de la longueur :**

$$L_{\min} \geq 4a \longrightarrow L_{\min} \geq 4 \times 15 = 60 \text{ cm.}$$

Donc : on prend  $L_{\min} = 60 \text{ cm.}$

**CHAPITRE 3 :**  
**ETUDE DES ELEMENTS**  
**SECONDAIRE**

### 3.1. Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Nous considérons dans ce chapitre l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment, l'acrotère, les escaliers et les planchers.

- 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** ».

### 3.2 Acrotère :

#### 3.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément non structurel de sécurité, entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, qui est la section dangereuse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante.

#### 3.2.2 Evaluation des charges :

##### a. Charges permanentes :

Le poids total de l'acrotère :

$$G = 25 \times \left( (0.4 \times 0.1) + (0.06 \times 0.1) + \left( \frac{0.1 \times 0.04}{2} \right) \right) + 0.18 \times ((0.4 \times 0.1) \times 2)$$

$$G = 1,21 \text{ kN/m}$$

##### b. Charge d'exploitation :

La charge d'exploitation de l'acrotère due à la main courante est :

$$Q = 1,0 \text{ kN/m}$$

##### c. L'action des forces horizontales $Q_h$ ; ( $F_p$ ) :

D'après **RPA99version2003**, les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4AC_p W_p \dots (6-3)$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) RPA**.

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 ..... [A=0.25].

$C_p$  : Facteur de la force horizontale..... [ $C_p=0.8$ ].

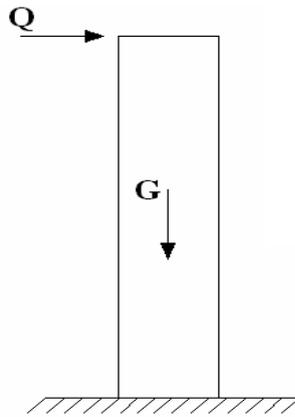
$W_p$  : Poids de l'acrotère..... [ $W_p=1.21\text{kN}$ ].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,21 = \mathbf{0.968 \text{ KN}}$$

$$Q_h = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 0.968 \text{ kN} \\ 1,5 Q = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,5 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :  $G=1.21 \text{ kN/ml}$  et  $Q_h=1,5 \text{ kN/ml}$



**Figure 3.1 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.**

### **3.2.3 Calcul des efforts :**

Pour une bande de 1m de largeur :

**E.L.U :**

$$N_u = 1,35G = 1,634 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q_h \cdot h = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5 \cdot Q_h = 2,25 \text{ KN}$$

**E.L.S:**

$$N_{ser} = G = 1,21 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q_h \cdot h = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,5 \text{ KN}$$

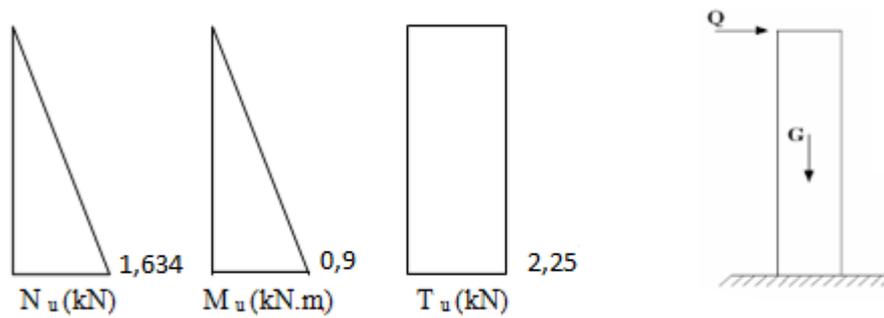


Figure 3.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.

### 3.2.4 Ferrailage de l'acrotère :

$h=10 \text{ cm}$  ;  $b=100 \text{ cm}$  ;  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,16 \text{ MPa}$  ;  $c=c'=2,5 \text{ cm}$  ;  $f_e=400 \text{ MPa}$

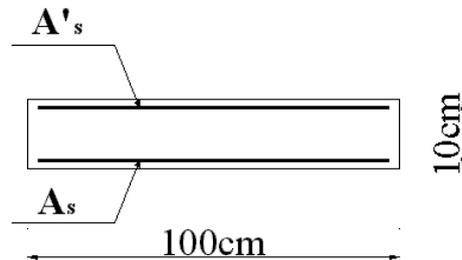


Figure 3.3 : Ferrailage de l'acrotère.

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{1,634} = 55,1 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm}$$

$$\text{On à : } e_0 = 55,1 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 2,5 \text{ cm} \rightarrow \text{SPC}$$

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

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

- Calcul du moment fictif «  $M_f$  »

$$- M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 0,940 \text{ KN.m}$$

$$- \mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,008$$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \quad \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

- $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,01$
- $Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,964 \text{ cm}$
- $\mu = 0,008 < \mu_R = 0,392$  donc  $A'_s = 0$
- $A_{s1} = A'_s = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} = \frac{N_u}{\sigma_s} = 4,7 \text{ mm}^2$       donc       $\left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,47 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

### 3.2.5 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 modifié 99 :

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{min} = \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$  ;  $f_e=400 \text{ MPa}$  ;  $b=100 \text{ cm}$  ;  $d=9 \text{ cm}$

$$A_s^{min} \geq \text{Max}(1; 1,2) \text{ cm}^2 \text{ donc } A_s^{min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Donc : nous adopterons finalement pour **5T6 = 1,41 cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

### 3.2.6 Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq 0,353 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit **4T6 = 1,13 cm<sup>2</sup>** avec un espacement :  $S_t = \frac{40}{3} = 13,33$  en prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

### 3.2.7 Détermination de l'axe neutre :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48,03 \text{ cm}$$

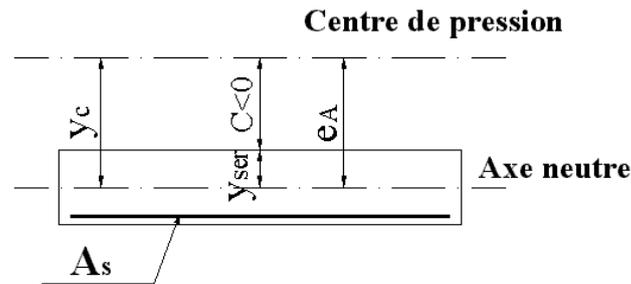


Figure 3.4 : Distance de l'axe neutre.

On a :  $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

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

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 50.1 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } e = \frac{M_s}{N_s} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 53.59 \text{ cm}$$

D'après le «**BAEL 91 modifié 99**», on doit résoudre l'équation suivante :

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

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

Avec :

$$n = 15 \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 90(c - c_1) \frac{A'_s}{b} + 90(c + d) \frac{A_s}{b} = -7455.02 \text{ cm}^2 \\ q = 2c^3 - 90(c + c_1)^2 \frac{A'_s}{b} - 90(c + d)^2 \frac{A_s}{b} = 247070.63 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -3.56 \times 10^8 < 0$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-P}{3}} \cos \left[ \frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right] = 51,76 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c = 51,76 \text{ cm}$  ;  $Y_{ser} = Y_c - C = 1,66 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 1,66\text{cm} \\ y_c = 51,76\text{cm} \end{cases}$$

### 3.2.8 Vérification des contraintes

#### a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc \max} = \frac{N_{ser}}{\frac{by_{ser}^2}{2} + 15A'_s(y_{ser}-c_1) - 15A_s(d - y_{ser})} y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc \max} = \frac{1,21 \times 10^3 \times 16.6}{\frac{1000 \times 16.6^2}{2} - 15 \times 141(90 - 16.6)}$$

$$\sigma_{bc \max} = -1,15\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = 15 \sigma_{bc \max} \left( \frac{y_{ser}-c_1}{y_{ser}} \right) \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{acier tendu}$$

$$\sigma'_s = 15 \sigma_{bc \max} \left( \frac{d - y_1}{y_1} \right) \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{acier comprimé}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e ; \text{Max}(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj})\right) = 201.6\text{MPa} \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 8.73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = -76.27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### 3.2.9 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,25 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,025\text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

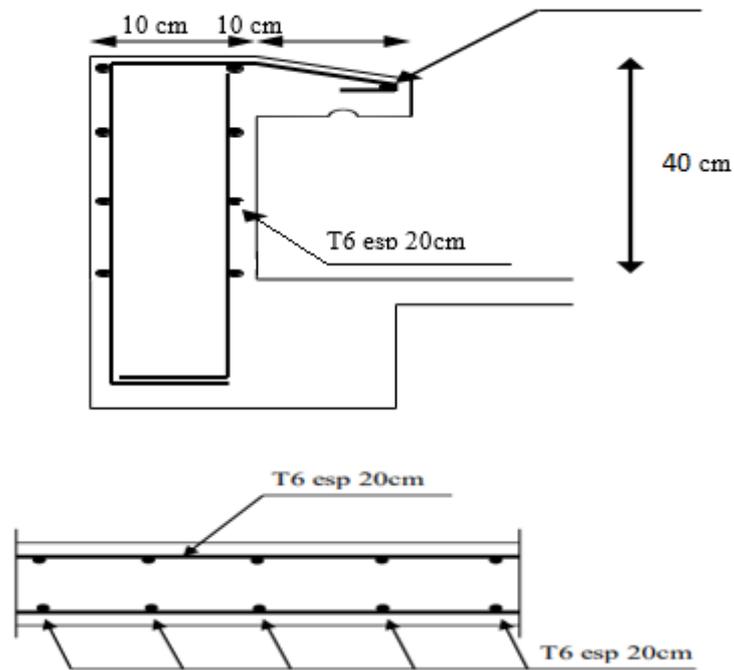


Figure 3.5 : Ferrailage de l'acrotère.

### 3.3- Les Escaliers :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Pour notre bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : les escaliers droits à deux volées.

Les escaliers sont constitués par deux composants (palier et paillasse).

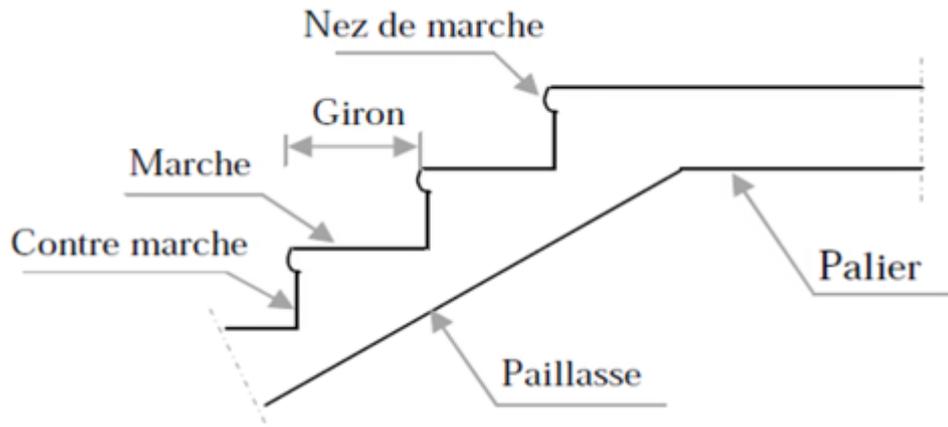


Figure 3.6 : Coupe d'un escalier.

### 3.3.1- Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL :  $54 \leq g + 2h \leq 66$  (\*)

Il porte un palier et une paillasse.

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

n : nombre de contres marches.

$$x = g + 2h \Rightarrow 2H. (n-1) + n.L = x.n. (n-1)$$

On pose :

$$x.n^2 - (x + 2H + L). n + 2H = 0 \dots (*)$$

Pour la formule générale (\*) :  $54\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{ cm}$

On prend  $g+2h = 64\text{ m.}$

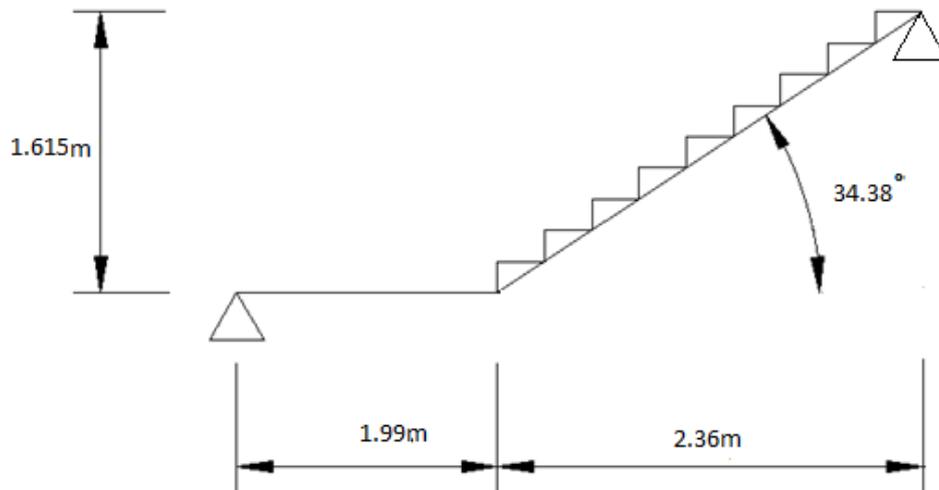


Figure 3.7 : Schéma des escaliers

$$64n^2 - (64 + 2 \times 161.5 + 236)n + 2 \times 2.36 = 0$$

$$64n^2 - 623n + 323 = 0 \Rightarrow n_1 = 9.2 \quad n_2 = 0.76 \text{ refusée}$$

Nombre de marches:  $n = 10$

Nombre de contre marche  $n-1 = 9$

$$\text{Hauteur de la marche: } h = \frac{H}{n} = \frac{161.5}{10} = 16.15 \text{ cm}$$

$$\text{Le giron: } g = \frac{L}{n-1} = \frac{236}{9} = 26.22 \text{ cm}$$

Vérification de la formule de blondel :

$$54 \leq g + 2h \leq 66 \longrightarrow 54 \leq 26.22 + 2 \times 16.15 = 58.52 \leq 66$$

Calcul d'inclinaison  $\alpha$  :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{161.5}{236} = 0.68 \longrightarrow \alpha = 34.38^\circ$$

Longueur de la paillasse et épaisseur :

$$\text{L Paillasse : } \cos \alpha = \frac{2.36}{L} \rightarrow L = 2.86 \text{ m}$$

$$L_{\text{totale}} = 2.36 + 1.99 = 4.35 \text{ m.}$$

on a :

$$\frac{L_{\text{totale}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{totale}}}{20}$$

$$14.5 \leq e_p \leq 21.75$$

On adopte:  $e_p = 20 \text{ cm}$

### 3.3.2-Le palier :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente du palier de l'escalier :

**Tableau 3.1 :Évaluation de charge permanente du palier de l'escalier.**

Désignations	épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage grés céramique	0,02	20	0,40
mortier de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
dalle en béton arme	0,2	25	5
enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G			6.7

La charge permanente du palier G = **6.7KN/m<sup>2</sup>**

### 3.3.3- La paillasse :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de la paillasse de l'escalier :

**Tableau 3.2. Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier**

Désignations	épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage grés céramique *2	0,02	20	0,40
mortier de pose *2	0,02	20	0,40
Garde de corps	/	/	1
Marche	0,1615/2	22	1.78
Paillasse	0.2/cos $\alpha$	25	6.06
enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G			10.8

La charge permanente de paillasse  $G = 10.8 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation de tout l'escalier  $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

### 3.3.4- Schéma statique :

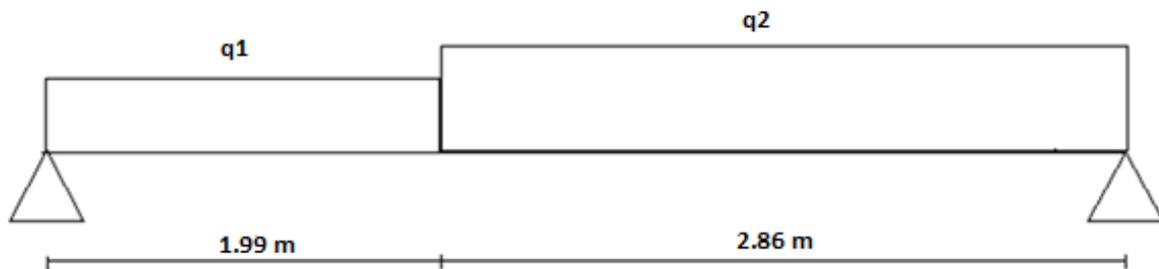


Figure 3.8 : schéma statique de l'escalier

### 3.3.5- Détermination des efforts :

À l'E.L. U :  $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$

À l'E.L. S :  $P_{ser} = G + Q$

Tableau 3.3 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	$P_u$ (KN/m)	$P_{ser}$ (KN/m)
Palier	6.7	2.5	12.8	9.2
Paillasse	10.8	2.5	18.33	13.3

### Calcul de moment :

$$\sum M/A = (12.8 * 1.99)(1.99/2) + (18.33 * 2.86)(2.86/2 + 1.99) - 4.85 R_b = 0$$

$$R_b = 41.22 \text{ KN}$$

$$R_a = 36.67 \text{ KN}$$

\*Tronçon Ac :

$$M(x)=36.67x-6.4x^2$$

$$M(0)= 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1.99)=47.63 \text{ KN.m}$$

Tronçon BC :

$$M(x)=36.67(1.99+x)-12.8(x+1.99/2)-9.165 x^2$$

$$M(x)=-9.165x^2+23.87x+60.24$$

$$M'(x)= -18.33x+23.87=0$$

$$X=1.30$$

$$M^{\max}(1.30)=75.78 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 75.78 \text{ KN.m}$$

Récapitulation :

$$M_t=0.85M_0$$

$$M_a=0.50M_0$$

**Tableau 3.4 :Moment en travée et appui**

	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$
ELU	$75.78 \times 0.85 = 64.41$	$75.78 \times 0.5 = 37.89$
ELS	$52.45 \times 0.85 = 44.58$	$52.45 \times 0.5 = 26.22$

**3.3.6. Calcul du ferrailage :**

Acier : FeE400;  $\gamma_s = 1.15$  ;  $\sigma_s = 347.83\text{MPa}$

Béton :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$  ;

$f_{bc} = 14.16\text{MPa}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;  $h = 20\text{cm}$  ;  $d = 18\text{cm}$

**Le moment en travée :**  $M_t^{\max} = 64.41\text{KN.m}$

**Le moment max aux appuis :**  $M_a^{\max} = 37.89\text{KN.m}$

**Tableau 3.5 : calcul du ferrailage d'escalier**

	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu$	A's	$A_{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{choisir}(\text{cm}^2)$
En travée	64.41	0.14	0	10.54	8HA14=12,32
En appuis	37.89	0.08	0	6.54	6HA12=6.79

**Le choix :**

**En travée :**  $A = 8\text{HA}14 = 12.32\text{cm}^2$

**Aux appuis :**  $A = 6\text{HA}12 = 6,79\text{cm}^2$ .

**a) Armature de répartition :**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$$

**b) En travée :**  $A_r = 4\text{HA}14 = 6.16\text{cm}^2$

**Aux appuis :**  $A_r = 3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2$

**c) Condition d'espace :**

**Tableau 3.6 : vérification de l'espace.**

	Les armatures longitudinales	Les armatures de repartitions
En travée	$St = 20\text{cm} \leq \text{Min}[3h=60 ; 33\text{cm}] = 33\text{cm}$	$St = 25\text{cm} \leq \text{Min}[3h=60 ; 33\text{cm}] = 33\text{cm}$
En appuis	$St = 20\text{cm} \leq \text{Min}[4h=80 ; 45\text{cm}] = 45\text{cm}$	$St = 25\text{cm} \leq \text{Min}[4h=80 ; 45\text{cm}] = 45\text{cm}$

**d) Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{1.5}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{-21.47 \times 10^3}{1000 \times 180} = -0.12\text{MPa}$$

$$\tau_u = -0.12\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16\text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

**e) Vérification à l'E.L. S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**En travées :**

$$A = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 44.58 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y " .

On a :

$$50y^2 + 15A' \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow y = 8.16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A' (y - c')^2 + 15A (d - y)^2 \Rightarrow I = 36004,65408 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{44.58 \times 10^6}{36004,65408 \times 10^4} \times 81,6 = 10.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 10.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

**En appuis :**

$$A = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 26.22 \text{ KN.m}$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y " .

On a :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A' \cdot y - 15A \cdot d = 0 \Rightarrow y = 6.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A' (y - c')^2 + 15A (d - y)^2 \Rightarrow I = 21925,93879 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{21.35 \times 10^6}{21925,93879 \times 10^4} \times 60,5 = 7.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Acier : fissuration peu nuisible  $\rightarrow$  aucune vérification à faire

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  ; donc l'état limite de service est satisfait

**Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{435} = 0,046 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ \frac{A_s}{bd} = \frac{12,32}{100 \times 18} = 0,0068 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{h}{L} = 0,046 < \frac{44,58}{10 \times 26,22} = 0,17 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \end{array}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

- Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \lambda_i \mu} \end{array} \right.$$

Moment d'inertie fictive.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

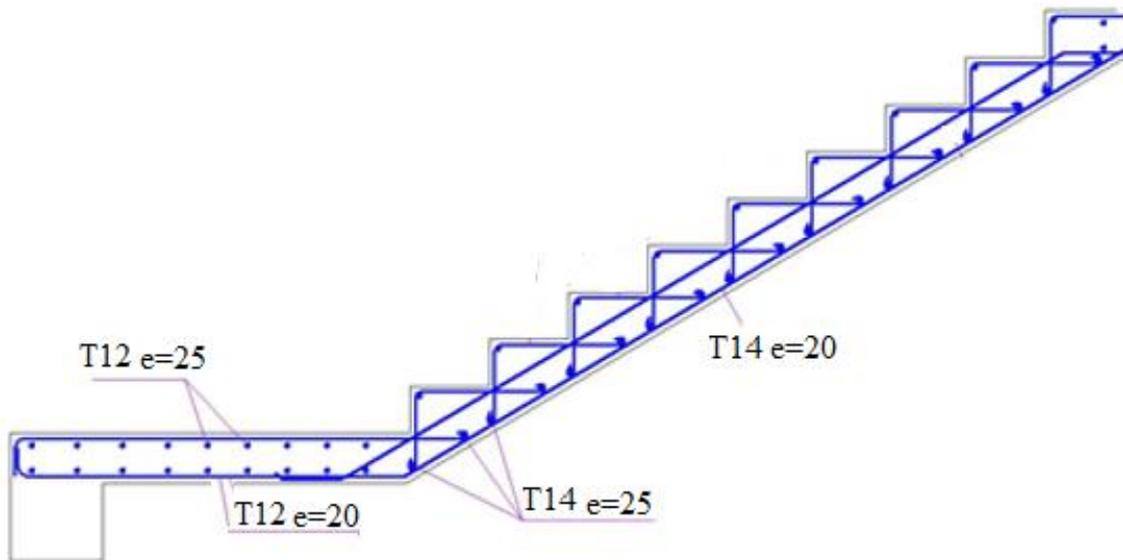
**Tableau 3.7 : calcul de la flèche de l'escalier.**

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
44.58	12.32	0,0068	347.83	8,41	3,36	0,2	95296,37	39534,05	57386,2

Les résultats de calcul de la flèche des différents cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

**Tableau 3.8 : vérification la flèche de l'escalier**

$f_i$ (cm)	$f_v$ (cm)	$\Delta f$ (cm)	$\bar{f}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
0,522	1,07	0,54	1,01	Vérifiée



**Figure .3.9 : schéma de Ferrailage de l'escalier.**

### 3.4. Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

- type "I" : sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

#### 3.4.1. Evaluation des charges :

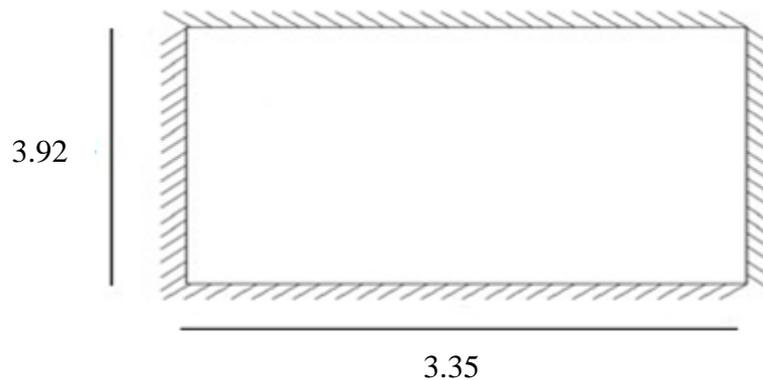


Figure. 3.10 : Schéma de la dalle pleine RDC.

$$G=6,29\text{kN/m}^2, Q=5\text{KN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u=1,35G+1,5Q=15,99\text{KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}}=G+Q=11,29\text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{335}{392} = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

#### 3.4.2 Calcul des moments :

$$\text{Dans le sens de la petite portée} : M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée} : M_y = \mu_y M_x$$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonctions  $\nu$

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6864 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 9.08 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6.23 \text{ kN.m}$$

▪ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7.72 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 5.29 \text{ kNm}$$

▪ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 4.54 \text{ kNm}$$

$$M_{bx} = 0,3 M_x = 2.72 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 3.11 \text{ kNm}$$

**3.4.3. Ferrailage de la dalle :**

$b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=0,9h=13,5\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;

$\sigma_s=374.82\text{MPa}$  Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.9 : Ferrailage de la dalle pleine**

	Sens	M <sub>u</sub> (KN.m)	$\mu$	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	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> )	Esp (cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	7.72	0,03	0	0,04	13.3	1.67	4T10	3.14	25
	y-y	5.29	0,02	0	0,02	13.4	1.14	3T10	2.36	35
Appuis	x-x	4.54	0,02	0	0,02	13.4	0.97	4T6	3.14	25
	y-y	3.11	0.01	0	0.01	13.4	0.66	3T6	2.36	35

**Espacement :****Travée :**

$$\text{-Sens x-x : } \text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{-Sens y-y : } \text{esp} = \frac{100}{3} \approx 35\text{cm} < \text{Min}(4h = 60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Appuis :**

$$\text{-Sens x-x : } \text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{-Sens y-y : } \text{esp} = \frac{100}{3} \approx 35\text{cm} < \text{Min}(4h = 60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Condition de non fragilité :**

$$\text{On a: } 12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$$

$$h = e = 15\text{cm}; b = 100\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,29\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0,8 \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,85 \end{array} \right.$$

**Travée :**

$$\text{Sens x-x : } A = 3,14\text{cm}^2 > A^{\text{min}} = 1,29\text{cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } A = 2,36\text{cm}^2 > A^{\text{min}} = 1,2\text{cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

**Appuis :**

$$\text{Sens x-x : } A = 1,13\text{cm}^2 < A^{\text{min}} = 1,46\text{cm}^2 \quad \text{c'est pas vérifiée}$$

$$\text{En adopte : } A = 2,36\text{cm}^2 \text{ (4T10 esp=25cm)}$$

$$\text{Sens y-y : } A = 0,85\text{cm}^2 < A^{\text{min}} = 1,20\text{cm}^2 \quad \text{c'est pas vérifiée}$$

$$\text{En adopte : } A = 2,36\text{cm}^2 \text{ (3T10 esp=35cm)}$$

**3.4.4 Calcul des armatures des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15,99 \times 3,92 \times 3,35}{(2 \times 3,35) + 3,92} = 19,77\text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{15,99 \times 3,35}{3} = 17,85\text{KN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) = 19,77\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{19,77 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,15\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**3.4.5. Vérification à L'ELS :**

**a-Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,85 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6864 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 6,41\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4,4\text{kNm}$$

**-Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 5,45\text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 3,74\text{kNm}$$

**-Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 3,2\text{kNm}$$

$$M_{bx} = 0,3 M_x = 1,92\text{kNm}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 2,2\text{kNm}$$

**b.Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau 3.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

	Sens	Mser(KNm)	As(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	5.45	3.14	3,57	6160,93	3,16	15	vérifiée
	y-y	3.74	2.36	3,09	4819,68	2,4	15	
Appuis	x-x	3.2	3.14	3,57	6160,93	1,85	15	vérifiée
	y-y	2.2	2.36	3,09	4819,68	2,05	15	

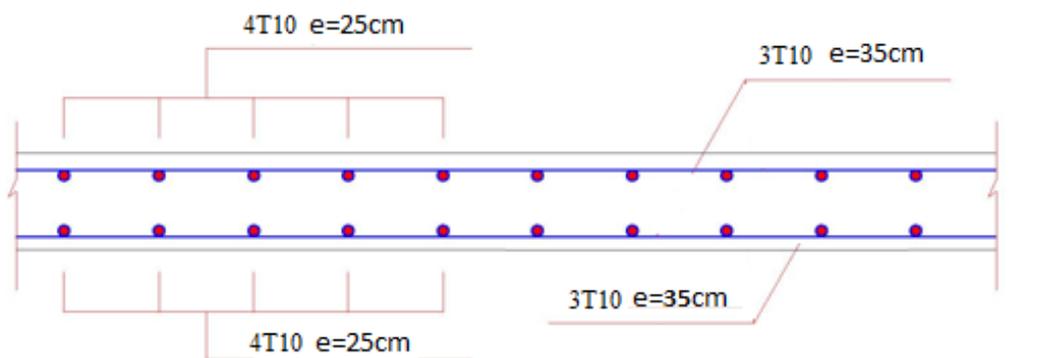
**c-Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L_x} = 0,04 \geq \frac{1}{25}$  à  $\frac{1}{35}$  ..... *vérifiée*
- $\frac{A_s}{bd} = 2.32 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3}$  ..... *vérifiée*
- $\frac{h}{L_x} = 0,044 > \frac{M_t}{20M_x} = 0,042$  ..... *vérifiée*

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.



**Figure.3. 11 : schéma de ferrailage de la dalle pleine.**

**3.5. Etude des balcons :****3.5.1. Introduction :**

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont partiellement encastés et se reposent sur trois appuis.

**3.5.2. pré dimensionnement :**

On a :  $L_x=1,7m$  ;  $L_y=2.54m$

**3.5.2.1. Calcul des charges sollicitant le balcon :****a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

- **Charge permanente :**

**Tableau 3.11 : Charge permanente sur le balcon.**

désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
dalle de sol	28	2	0,56
Mortier de pose	20	2	0,4
Lit de sable	18	3	0,54
Dalle à épaisseur	25	15	3,75
Enduit en ciment	18	2	0,36
$\Sigma$	/	/	<b>5,61</b>

Pour une bande de 1m :  $G \times 1m = 5,61 \times 1 = 5,61$  KN/m

- **Charge d'exploitation :**

$Q = 3,5$  kN/m, pour une bande de 1m

- **Charge concentrée :**

**Tableau 3.12: Charge concentrée sur le balcon.**

désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit au ciment	18	2	0,36
Maçonnerie	9	10	0,9
Enduit au ciment	18	2	0,36
$\Sigma$	/	/	<b>1,62</b>

Pour une bande de 1m,  $F = 1,62 \text{ kN/m}$

- **Moment due à la main courante :**

$$M_{mc} = 1 \times 1 = 1 \text{ kNm}$$

### 3.5.2.2. Combinaisons des charges :

**Tableau 3.13 : Les combinaisons des charges.**

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,82	9,11
F(kN)	2,19	1,62
$M_{mc}$ (kNm)	1,5	1

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,7}{2,54} = 0,67 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

### 3.5.2.3. Calcul des moments :

Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonctions v

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$$\rho = 0,67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0723 \\ \mu_y = 0,3895 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 2,7 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 1,05 \text{ kN.m}$$

▪ **Moments en travées :**

$$M_{tx}=0,85M_x=2.3 \text{ kNm}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=0.892 \text{ kNm}$$

▪ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=0.5M_x=1.34 \text{ kNm}$$

$$M_{ay}=0,3M_y=0.84 \text{ kNm}$$

**3.5.3 Ferrailage de Balcon :**

$b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=0,9h=13,5\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;

$\sigma_s=347.83 \text{ MPa}$  Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau .3.14 : Ferrailage de Balcon.**

	Sens	$M_U$ (kN.m)	$\mu$	$A_s'$ ( $cm^2$ )	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}$ ( $cm^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $cm^2$ )	Esp (cm)
Travée	x-x	2.3	0,009	0	0,011	13.44	0.49	5T10	3,93	20
	y-y	0.892	0,003	0	0,004	13,48	0.19	4T10	3,14	25
Appuis	x-x	1.34	0.005	0	0.006	13.47	0.29	5T10	3,93	20
	y-y	0.84	0.003	0	0.004	13.48	0.179	4T10	3,14	25

**Espacement :**

**Travée :**

-Sens x-x :  $\text{esp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{Vérifiée}$

-Sens y-y :  $\text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h = 60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \text{Vérifiée}$

**Appuis :**

-Sens x-x :  $\text{esp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{Vérifiée}$

-Sens y-y :  $\text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h = 60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \text{Vérifiée}$

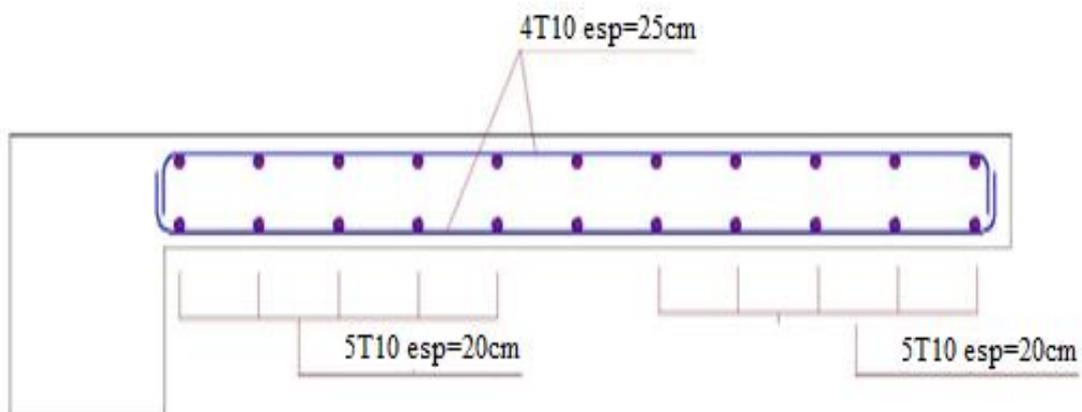
**Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L_x} = 0,09 \geq \frac{1}{25} \text{ à } \frac{1}{35} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} = 2,9 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L_x} = 0,05 > \frac{M_t}{20M_x} = 0,04 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche



**Figure.3.12 : schéma de ferrailage de balcon**

**3.6. Etude des planchers :****3.6.1 Introduction :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, qui ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique tout en assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.

**3.6.2 Plancher à corps creux :**

ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'élément de remplissage (corps creux) de dimension  $(16*20*65) \text{ cm}^3$  avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

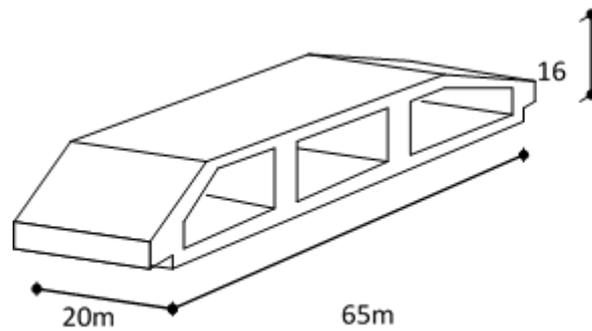


Figure 3.13 :corps creux

### 3.6.2.1. Prédimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués de section en (Té) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées, vers les poutres principales. Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

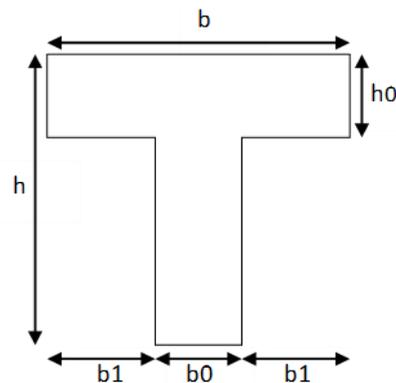


Figure 3.14 :Schéma de poutrelle

#### 3.6.2.1.1. Dimension de la poutrelle :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

$h_t$  : Hauteur du plancher.

$h_0$  : Hauteur du la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

$$b = 2 * b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) * h = (8; 12) \text{ cm.}$$

Soit :  **$b_0 = 10 \text{ cm.}$**

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_{MAX}}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 * \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_{MAX}}{10}\right) + b_0$$

Avec :

$L_x$ : represent la distance entre poutrelle ( $L_x = 55$  cm).

$L_{max}$ : represent la distance entre nus d'appuis des poutres secondaire ( $L_{max} = 362$ cm)

Telque :

$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55$$

$$b_1 = \min\left(\frac{55}{2}, \frac{362}{10}\right) = 27,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow b = 2 \times 27,5 + 10 = 65 \text{ m.}$$

Soit : **b= 65cm**

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} \\ b_1 = 27,5 \text{ cm} \end{cases}$$

### **3.6.2.1.2. Méthode de calcul :**

Il existe trois méthodes de calcul manuel en béton armé pour calculer les moments : La méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**, ou bien en utilisant le logiciel **SAP2000** qui se base sur les théories des **Eléments finies**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire [1]**

**Condition d'application**

1- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée :  $Q \leq \text{MAX}\{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$  (**vérifier**)

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité. (**vérifier**)

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1, 25

$$\rightarrow 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25 \text{ (c'est pas vérifier)}$$

4- La fissuration est peu préjudiciable. (**vérifier**)

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot

- **Méthode de CAQUOT : [1]**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ **Exposé de la méthode**❖ **Moment sur appuis.**

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} \quad \text{Appuis intermédiaire.}$$

❖ **Moment en travée**

$$M_t = M_0 + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16M_0}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

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

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

$q_e$ : 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 :

$l'_w = l$ .....pour une travée de rive.

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

Où " $l$ " représente la portée de la travée libre.

❖ **Effort tranchant**

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

Avec :

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

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

**3.6.2.1.3. Calcul des poutrelles :**

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression

\*1<sup>ère</sup> étape : de calcul : avant coulage Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- Son propre poids.

-Le corps creux.

-La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille  $Q=1\text{KN/m}^2$ .

### **Evaluation des charges et surcharges :**

#### ➤ **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $0,10 \times 0,04 \times 25 = 0,1 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

$$\mathbf{G=1.92\text{kN/ml}}$$

#### ➤ **Charges d'exploitation :**

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

### **-Combinaison des charges :**

$$\underline{E.L.U.}: q_u = 1.35G + 1.5Q = 3,567 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{E.L.S.}: q_s = G + Q = 2,57 \text{ kN/ml}$$

### **-Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q l^2}{8} = \frac{3.567 \times 3^2}{8} = 4.013 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q l^2}{8} = \frac{2.57 \times 3^2}{8} = 2,9 \text{ KN.m}$$

### **Ferraillage :**

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

$$M_u = 4.013 \text{ kNm} ; b = 10 \text{ cm} ; d = 0.9h = 3.6 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{4.013 \times 10^6}{100 \times 14.16 \times 36^2} = 2.2 > \mu_R = 0,392 \rightarrow A_S \neq 0$$

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

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

\*2ème 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 un élément en « Té ».

Evaluation des charges et surcharges :

❖ Plancher terrasse :

\*Charge permanentes :

$$G=6.33*0.65=4.11\text{KN/ml}$$

\*Surcharge d'exploitation:

$$Q=1*0.65=0.65\text{KN/ml}$$

❖ Plancher courant :

\*Charge permanentes :

$$G=5.6*0.65=3.64\text{KN/ml}$$

\*Surcharge d'exploitation:

$$Q=1.5*0.65=0.975\text{KN/ml}$$

Combinaison des charges :

❖ Plancher terrasse :

$$\text{E.L.U: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.5 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S: } q_s = G + Q = 4.76 \text{ kN/ml}$$

❖ Plancher courant :

$$\text{E.L.U: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.4 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S: } q_s = G + Q = 4.62\text{kN/ml}$$

**Conclusion :**

Le plancher terrasse est le plus sollicité

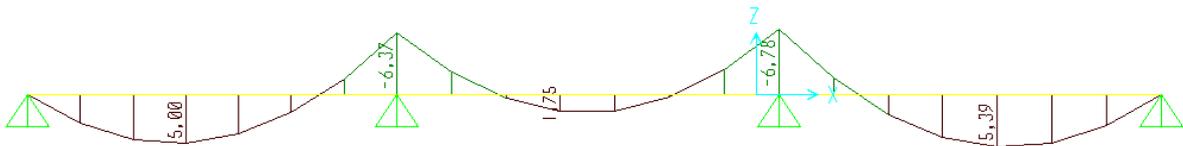
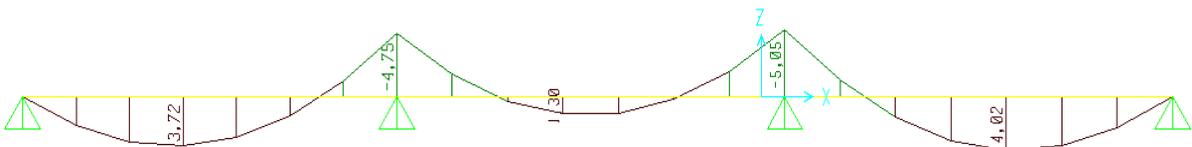
**Calcul des efforts internes :**

Dans notre cas on a différentes travées, donc on a choisi deux exemples (poutrelle à 3 travées ; poutrelle à 5 travées) .

Méthodes des éléments finis (SAP2000).

- Poutrelle à (3) travées :

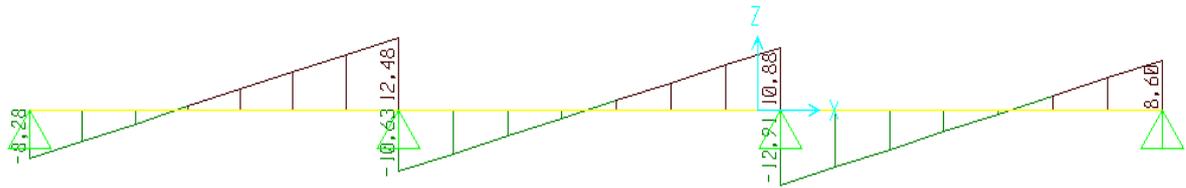
Récapitulation des moments sur appuis et en travées , effort tranchant de la poutrelle.(3.04m-3.15m-3.15m).

**Diagramme des moments fléchissant :****ELU :****ELS :**

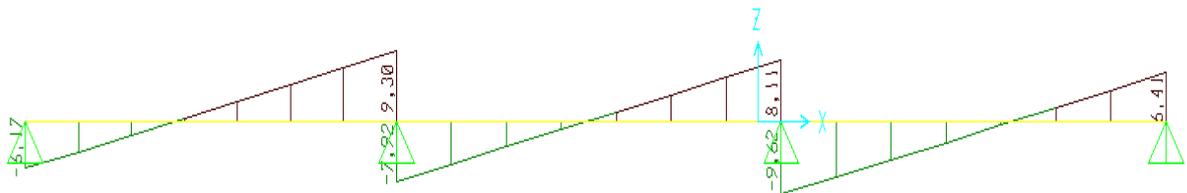
**Figure 3.15 : Diagramme des moments fléchissant Poutrelle à (3) travées.**

**Diagrammes des efforts tranchants :**

ELU :



ELS :



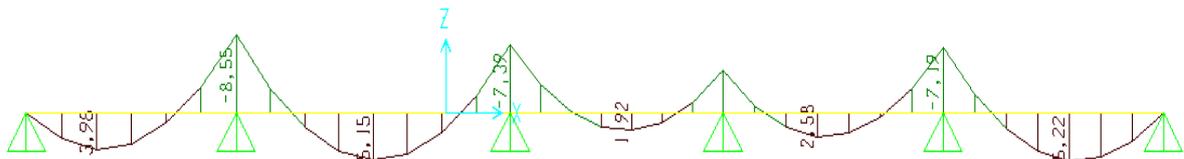
**Figure 3.16 : Diagramme des efforts tranchants Poutrelle à (3) travées.**

• **Poutrelle à (5) travées :**

Récapitulation des moments sur appuis et en travées , effort tranchant de la poutrelle  
 (.3.0m-3.92m-3.04m-3.15m-3.15m).

**Diagramme des moments fléchissant :**

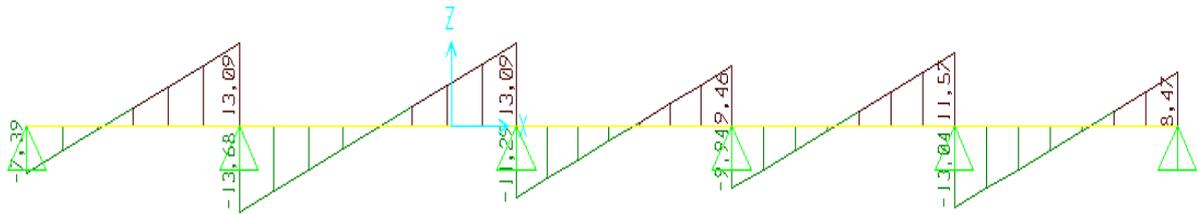
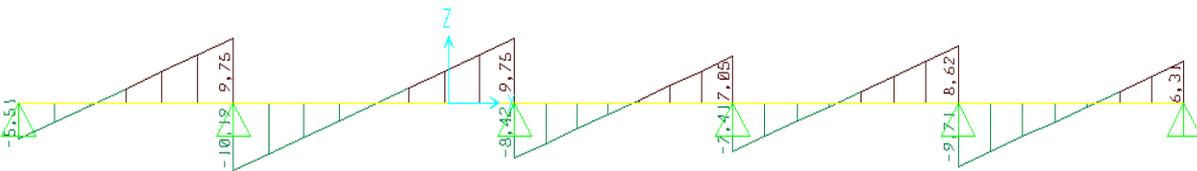
ELU :



ELS :



**Figure 3.17 : Diagramme des moments fléchissant Poutrelle à (5) travées.**

**Diagrammes des efforts tranchants :**ELU :ELS :**Figure 3.18 : Diagramme des efforts tranchants Poutrelle à (5) travées.****3.6.2.2.Calcul du ferrailage :**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorables 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 travées sont :**E.L.U** :

$$M_{tu}^{\max} = 5.39 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 8.55 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 13.68 \text{ kN}$$

**E.L.S :**

$$M_{tser}^{\max} = 4.02 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 6.37 \text{ kNm}$$

$$T_{ser}^{\max} = 10.19 \text{ kN}$$

**Ferrailage en travée :**

$h=20\text{cm}$  ;  $h_0=4\text{cm}$  ;  $b=65\text{cm}$  ;  $b_0=10\text{cm}$  ;  $d=0,9h=18\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=14.16\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  
 $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{i28}=2,1\text{MPa}$

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.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 58.90 \text{ kNm}$$

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

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. 3.15. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.**

$M_{tu}(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	Z(cm)	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
5.39	0.018	Oui	0	0,022	17.84	347.83	0.87

**Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(0,87 \text{ cm}^2; 1,41 \text{ cm}^2) = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

**Ferrailage sur appuis :**

On a :  $M_{au}^{\max} = 8.55 \text{ kNm} < M_{tab} = 58.90 \text{ kNm}$

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

**Tableau. 3.16 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.**

$M_{au}(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	Z(cm)	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
8.55	0,029	Oui	0	0,037	17.73	347.83	1.39

**Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(1,39\text{cm}^2; 1,41\text{cm}^2) = 1,41\text{cm}^2$$

Choix : 2T12(  $A_s = 2.26\text{cm}^2$ )

**Vérifications :**➤ **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable

c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 13.68\text{KN}$

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

**Tel que :**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = \frac{13.68 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.76 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Au voisinage des appuis****1. Appuis de rives :****- Vérification de la compression du béton :**

$T_u = 8.60 \text{ kN}$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{T_u}{0,9b_0d} = \frac{8.60 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 180} = 0.53\text{MPa} < 6.66\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**- Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26\text{cm}^2 \geq \frac{T_u \times \gamma_b}{f_e} = \frac{8.60 \times 10 \times 1,5}{400} = 0.32\text{cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**2. Appuis intermédiaires :****- Vérification de la contrainte de compression :**

$$\frac{T_u}{0,9b_0d} = \frac{13.09 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 180} = 0.81 \text{ MPa} < 6.66\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**- Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26\text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1.48\text{cm}^2 \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**Vérification à l'E.L.S :****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 :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Détermination de l'axe neutre :**

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

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; c = c' = 2 \text{ cm}$$

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

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

- 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 :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

**Tableau 3.17 : Vérification de la contrainte de béton**

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
<b>Travée</b>	4.02	0.67	2.36	2743,12	3,46	Vérifiée
<b>Appuis</b>	6.37	1.1	3.02	4299,38	4,47	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

$$\begin{aligned} & \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ & \bullet \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ & \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{aligned}$$

**Avec :**

$h = 20\text{cm}$ ;  $b_0 = 10\text{cm}$ ;  $d = 18\text{cm}$ ;  $L = 3.15\text{m}$ ;  $M_{\text{tser}} = 4,02\text{kNm}$ ;

$A_s = 0.67 \text{ cm}^2$ ;  $f_e = 400\text{MPa}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{315} = 0.063 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{0.67}{10 \times 18} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{315} = 0,063 > \frac{M_t}{10M_0} = 0,05 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Puisque les 3 conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

➤ **Calcul des armatures transversales et l'espacement**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance  $FeE240$

( $f_e = 235\text{MPa}$ )

- **BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$$\left\{ \begin{aligned} & \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ & \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ & \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{aligned} \right.$$

- **RPA 99 version 2003 [2] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\varphi_1 \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$\varnothing_1$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\varnothing_t \leq \text{Min} (0,57\text{cm} ; 1,2\text{cm} ; 1 \text{ cm})$ .

Nous adopterons :  **$\varnothing_t=6\text{mm}$** .

Donc :

- Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » .[1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 6.9 * 10^{-2} \text{cm} \\ \bullet S_t \leq 16.2 \text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,017 \text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « **RPA 99 version 2003** » .[2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \\ \bullet S_t \leq 5 \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

• Choix des armatures :

$$A_t = 2. \pi. \varphi_t^2 / 4 = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopte :  **$A_t=2\text{T}8=1.01\text{cm}^2$**

• Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \Rightarrow S_t \leq 33,66\text{cm}$$

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

Le ferrailage final adopté pour tous les types des poutrelles est représenté dans le schéma suivant :

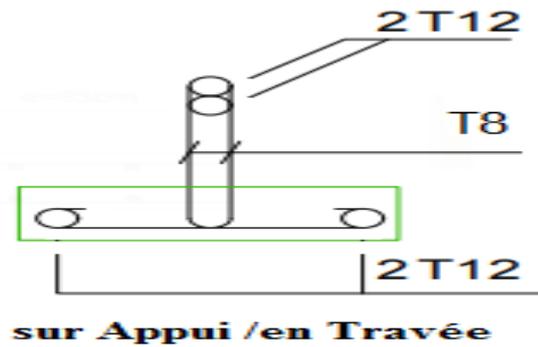


Figure 3.19 schéma de ferrailage des poutrelles

**Ferrailage de la table de compression :**

Le ferrailage de la table de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad [1] \text{ (art. 6.8.4.2.3)}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles (L=65cm)

A1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

A2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

$f_e=520$  MPa (quadrillage de TS.TIE520  $\rightarrow \phi \leq 6\text{mm}$ )

On a : L=65cm

Donc on obtient :  $A_1 = 0.5\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend :  $6\text{T}5=1.18\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répétitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.25\text{cm}^2$$

Soit :  $6\text{T}5=1.18\text{cm}^2 \rightarrow S_t = 20\text{cm}$

**Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

CHAPITRE 4: ETUDE  
DYNAMIQUE EN ZONE  
SISMIQUE

**4.1. Introduction :**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

**4.2 Etude dynamique :****4.2.1. Introduction :**

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.

**4.2.2. 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 raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

**4.2.3. Caractéristiques dynamiques propres :**

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le

mouvement. Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par :

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

Avec : [M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{\ddot{x}\right\}$  : Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$  : Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

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

Avec :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

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

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

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

Cette équation 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 «  $A_i$  ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice  $\Delta_\omega$  est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K.] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Equation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en  $(\omega^2)$ .

Les (n) solutions  $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$  sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

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  $\{A\}_i$  ou forme modale (modale Shape).

### 4.3. Modélisation de la structure :

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

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP2000, ETABS, ROBOT...** » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque année et qui est à notre porté : il s'agit du **ETABS (version 20.0.2)**

#### 4.3.1. Présentation du programme ETABS:

ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau.....) et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification

des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

#### **4.3.2 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 modélisé 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).

#### **4.3.3. L'analyse :**

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'ETABS offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

#### **4.3.4. 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).

**4.3.5. Conception du contreventement vertical :**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

**4 .4. Etude sismique :****4.4.1. Stratégie du calcul sismique :**

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations, le calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

**1- La méthode statique équivalente :**

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

**a-Conditions d'applications :**

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

-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 .

-Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et 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.

✓ 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.

**2- La méthode d'analyse modale spectrale :**

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

**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 :

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

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

### 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

#### 4.4.2. Choix de la méthode calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 version 2003**).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 10 m en zone III, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

#### 4.4.3. Analyse spectrale :

##### 4.4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

##### 4.4.3.2. Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [2]$$

Avec :

**g** : accélération de la pesanteur.

$$g = 9.8067 \text{ m/s}^2$$

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

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de cette bâtiment se fera dans la wilaya de BLIDA (zone III).

Donc :

$$A = 0,25 \quad [2]$$

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

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

**$\xi$**  : Pourcentage d'amortissement critique.

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,882$$

$\xi=7\%$ . (Portique en béton armée et de remplissage dense).

**R** : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement. [2]

$$R = 3.5$$

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.

$$T_1 = 0,15 \text{ s et } T_2 = 0,5 \text{ s (site meuble S=3)}$$

**Q** : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  [2]

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4(RPA 99/version 2003).

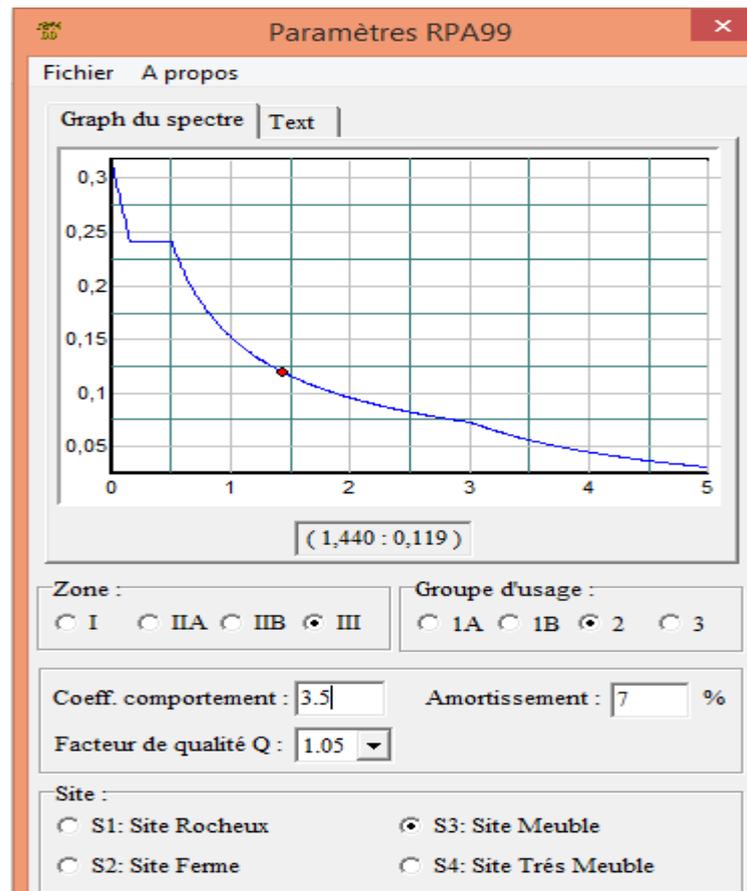
**Tableau 4.1 : Valeurs de Pénalités.**

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

$$Q_{xx}=1+(0.00+0.00+0.05+0.50+0.00+0.00) =1.05.$$

$$Q_{yy}=1+(0.00+0.00+0.05+0.00+0.00+0.00) =1.05.$$

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



**Figure 4.1 : Spectre de réponse.**

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

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

La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé 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 ...) dont le rapport est de :  $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

$V_t$  : tiré par logiciel de calcul (modale spectrale).

$V$  : obtenu par la méthode statique équivalente.

➤ **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 :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \dots [2]$$

Avec

$A = 0,25$  Coefficient d'accélération de zone

$W$  : Poids total de la structure.

$Q=1,05$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de période fondamentale de la structure ( $T$ ).

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

$$\eta = 0,882 \quad T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,5 \text{ s} \quad T = ?$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) :**

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{3/4}, \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 36.04 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad T = 0,05 \times 36.04^{0.75} = 0,735 \text{ s}$$

$D$  : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} \Rightarrow D_X = 17,05 \text{ m} \\ \Rightarrow D_Y = 16,56 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Suivant la direction (x - x)} \quad T_x = 0,09 \frac{36.04}{\sqrt{17.05}} = 0,785 \text{ sec.}$$

Suivant la direction (y - y)  $T_y = 0,09 \frac{36.04}{\sqrt{16.56}} = 0,797sec.$

Sens (x-x) :  $T_x = [min(0,735; 0,785)] = 0,735sec.$

Sens (y-y) :  $T_y = [min(0,735; 0,797)] = 0,735sec.$

**Calcul de D :**

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,5}{0,735}\right)^{2/3} = 1,705 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,5}{0,735}\right)^{2/3} = 1,705 \end{cases}$$

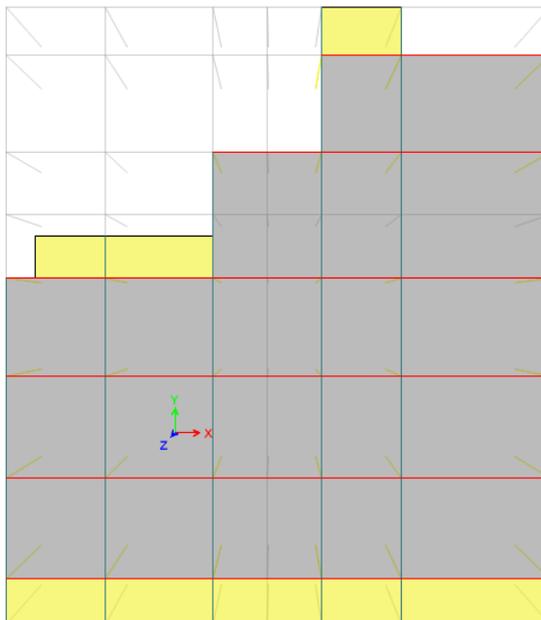
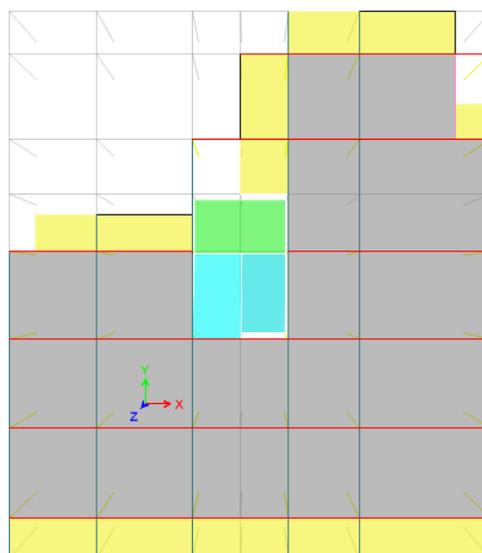
Donc :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,705 \times 1,05}{3.5} \cdot W = 0,128 \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,70 \times 1,05}{3.5} \cdot W = 0,128 \times W \end{cases}$$

Le poids déterminé automatiquement par logiciel **ETABS** égale **W=31301,3976KN** on trouve :

$$V_x = V_y = 4613,795KN$$

#### 4.5 Résultats de l'analyse sismique :

**1-Modèle initial :****Figure 4.2 : disposition du 1<sup>er</sup> modèle du 10<sup>ème</sup> étage****Figure 4.3 : disposition du 1<sup>er</sup> modèle du RDC au 9<sup>ème</sup> étage****a-Caractéristiques dynamiques propres :**

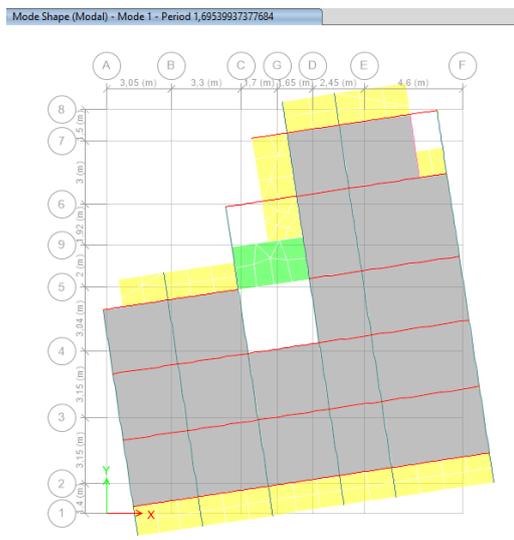
**Tableau 4.2: Participation massique du modèle initial.**

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RZ	SumRZ
▶	Modal	1	1,695	0,0318	0,0537	0,0318	0,0537	0,0147	0,7199	0,7199
	Modal	2	1,479	0,033	0,7024	0,0647	0,7561	0,2203	0,038	0,7579
	Modal	3	1,378	0,7021	0,0183	0,7668	0,7744	0,005	0,0463	0,8043
	Modal	4	0,568	0,0043	0,0066	0,7711	0,781	0,0281	0,0992	0,9035
	Modal	5	0,473	0,0053	0,1247	0,7764	0,9057	0,4739	0,0047	0,9082
	Modal	6	0,434	0,1282	0,0026	0,9046	0,9083	0,0098	0,0068	0,9149
	Modal	7	0,338	0,0016	0,002	0,9062	0,9104	0,0041	0,0364	0,9514
	Modal	8	0,268	0,002	0,0418	0,9081	0,9522	0,0823	0,0015	0,9529
	Modal	9	0,244	0,041	0,0011	0,9491	0,9533	0,0023	0,0028	0,9557
	Modal	10	0,237	0,0012	0,0013	0,9503	0,9546	0,0045	0,0153	0,9711
	Modal	11	0,189	0,0013	0,0171	0,9516	0,9717	0,064	0,0009	0,972
	Modal	12	0,179	1,445E-05	0,0009	0,9516	0,9726	0,0027	0,0089	0,9808

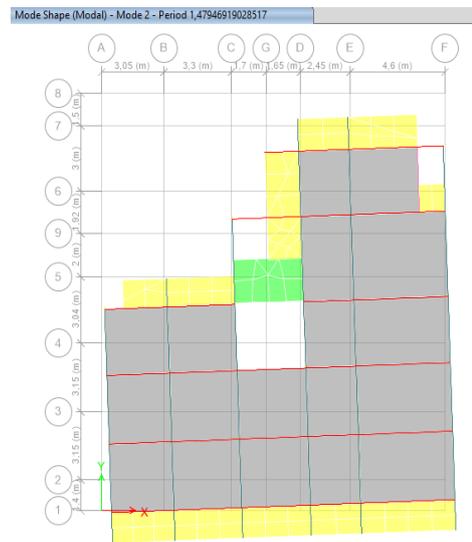
**Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,695\text{sec}$ .
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode rotation.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode translation suivant y .
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode translation suivant x .



**Figure 4.4 : mode 1**



**Figure 4.5 : mode 2**

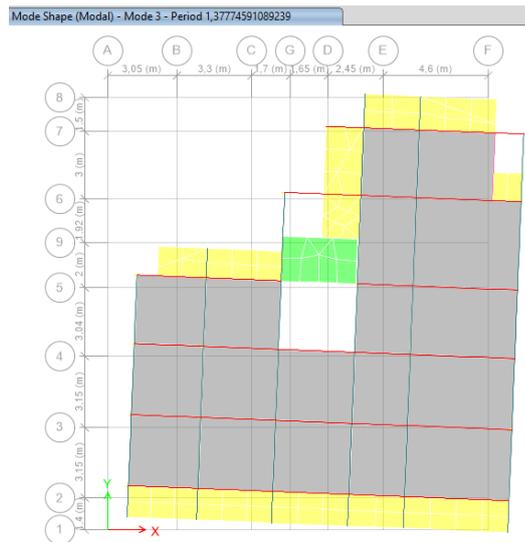


Figure 4.6 : mode 3

**b-Résultantes des forces sismique :**

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W=31301,3976 \text{ KN}$$

$$V_x= 4613,795\text{KN} \rightarrow 0.8 V_x= 2186,067\text{KN}$$

$$V_y= 4613,795\text{KN} \rightarrow 0.8 V_y= 2186,067\text{KN}$$

$$\begin{cases} F_x = V_t^x = 2574,45\text{KN} \\ F_y = V_t^y = 2474,90\text{KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_t^x > 0.8V_x \\ V_t^y > 0.8V_y \end{cases}$$

$$r = \frac{0,8V}{V_t} \rightarrow \begin{cases} r_x = 0,67 \\ r_y = 0,71 \end{cases}$$

-Condition vérifiée.

**c-Vérification des déplacements inter-étage :**

L'une de des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003** , concerne les déplacements latéraux inter étages .

En effet, selon << l'article 5.10 >> du **RPA99 version 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 :  $\delta_k^x = R_{r_x} \delta_{eK}^x$  et  $\delta_k^y = R_{r_y} \delta_{eK}^y$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{K-1}^x \text{ et } \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_k^x$ : correspond au déplacement relatif au niveau **K** par rapport au niveau **K - 1** dans les sens **x - x** (idem dans le sens **y - y** ,  $\Delta_k^y$ )

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

Données :  $r_x = 0.67$  ,  $r_y = 0,71$ ,  $R=3.5$ .

**Tableau 4.3: Vérification des déplacements inter étages du 1<sup>er</sup> modèle**

Z(m)	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_{eK}^y$ (mm)	$\delta_k^x$ (mm)	$\delta_k^y$ (mm)	$\Delta_k^x$ (mm)	$\Delta_k^y$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation x-x	Observation y-y
36,04	82,91	83,874	290,185	293,559	12,026	11,3925	32,3	Vérifié	Vérifié
32,81	79,474	80,619	278,159	282,1665	19,3235	18,438	32,3	Vérifié	Vérifié
29,58	73,953	75,351	258,8355	263,7285	23,4815	22,883	32,3	Vérifié	Vérifié
26,35	67,244	68,813	235,354	240,8455	26,8345	26,5615	32,3	Vérifié	Vérifié
23,12	59,577	61,224	208,5195	214,284	29,6905	29,7185	32,3	Vérifié	Vérifié
19,89	51,094	52,733	178,829	184,5655	31,8815	32,263	32,3	Vérifié	Non Vérifié
16,66	41,985	43,515	146,9475	152,3025	33,2115	34,0515	32,3	Non Vérifié	Non Vérifié
13,43	32,496	33,786	113,736	118,251	33,768	34,958	32,3	Non Vérifié	Non Vérifié
10,2	22,848	23,798	79,968	83,293	29,708	30,051	32,3	Vérifié	Vérifié
6,97	14,36	15,212	50,26	53,242	27,7025	28,63	32,3	Vérifié	Vérifié
3,74	6,445	7,032	22,5575	24,612	22,5575	24,612	37,4	Vérifié	Vérifié

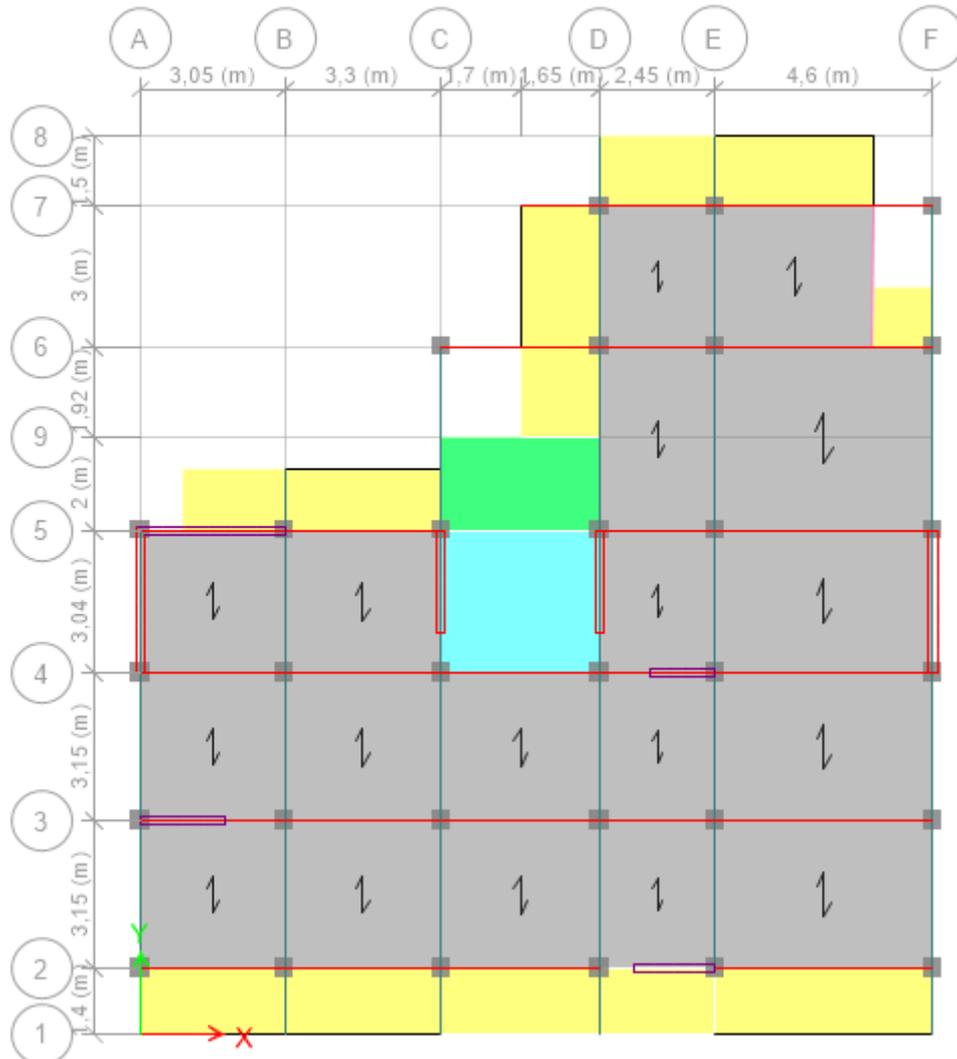
**Constatations :**

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale, Pour cela on :

Ajoute des voiles de contreventement.

**2-Modèle 2 :**

**-Disposition des voiles :**



**Figure 4.7: vue en plan du modèle 2 (étage)**

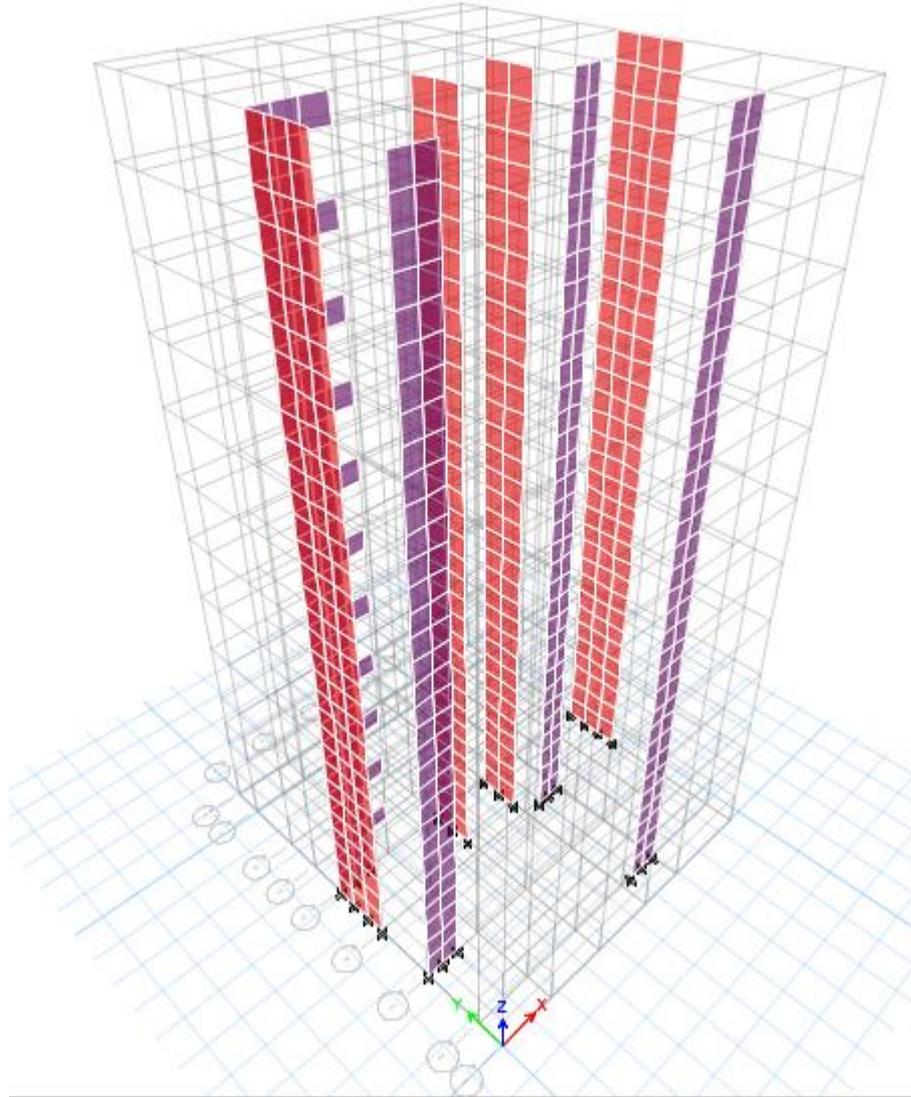


Figure 4.8 : Vue en 3D du modèle 1.

### **a-Vérification des conditions du facteur de comportement R :**

#### **a-1- Justification des voiles sous charges verticales :**

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot}=40156,2762\text{kN}$ .

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles}= 7774,1046\text{kN}$ .

$P_{voiles}/ P_{Tot}= 19,359\% < 20\%$ .

Donc on va définir un spectre de réponse avec  $R=5$  ( $h_t > 33\text{m}$   $R=5$ ) .[2]

**b-Caractéristiques dynamiques propres :****Tableau 4.4 : Participation massique du 2<sup>ème</sup> modèle.**

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
▶	Modal	1	1,08	0,6929	0,0117	0	0,6929	0,0117
	Modal	2	1,005	0,0039	0,4909	0	0,6968	0,5026
	Modal	3	0,88	0,0091	0,1793	0	0,7059	0,6818
	Modal	4	0,327	0,151	0,0025	0	0,8569	0,6843
	Modal	5	0,283	0,0004	0,1105	0	0,8573	0,7948
	Modal	6	0,234	0,0072	0,0584	0	0,8644	0,8532
	Modal	7	0,162	0,059	0,0016	0	0,9234	0,8548
	Modal	8	0,132	0,0002	0,0451	0	0,9236	0,8999
	Modal	9	0,108	0,0058	0,0211	0	0,9294	0,921
	Modal	10	0,1	0,0269	0,0029	0	0,9563	0,9239
	Modal	11	0,079	0,0001	0,023	0	0,9564	0,9469
	Modal	12	0,07	0,0179	1,974E-05	0	0,9743	0,947

**Constatation :** L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1.08\text{sec}$ .
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation suivant x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est une translation suivant y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- La participation massique dépasse 90% à partir du 7<sup>ème</sup> mode.

**c-Résultantes des forces sismiques :**

**Calcul de D :**

$$T_{\text{analytique}} = 1.08\text{s} > 1,3T_{\text{empirique}} = 0.95\text{s}$$

$$D_x = D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,5}{0,95}\right)^{2/3} = 1,43$$

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 36347,2141 \text{ KN} \begin{cases} V^x = 2988,649679 \text{ KN} \rightarrow 0,8V^x = 2390,919743 \text{ KN} \\ V^y = 2988,649679 \text{ KN} \rightarrow 0,8V^y = 2390,919743 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_1 = V_t^x = 3261,062059 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 3056,086811 \text{KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 3261,062059 \text{KN} > 0,8V^x = 2390,919743 \text{KN} \\ V_t^y = 3056,086811 \text{KN} > 0,8V^y = 2390,919743 \text{KN} \end{cases}$$

La Condition vérifiée.

$$\{r_x = 0,73 \Rightarrow \{r_y = 0,78$$

#### **d-Vérification des déplacements inter-étage :**

**Tableau 4.5 : Vérification des déplacements inter-étage**

Z(m)	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_{eK}^y$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation	Observation
36,04	56,83	54,363	284,15	271,815	21,8	24,895	32,3	Vérifié	Vérifié
32,81	52,47	49,384	262,35	246,92	24,425	26,775	32,3	Vérifié	Vérifié
29,58	47,585	44,029	237,925	220,145	26,64	28,44	32,3	Vérifié	Vérifié
26,35	42,257	38,341	211,285	191,705	29,075	29,935	32,3	Vérifié	Vérifié
23,12	36,442	32,354	182,21	161,77	30,175	30,175	32,3	Vérifié	Vérifié
19,89	30,407	26,319	152,035	131,595	31,19	30,03	32,3	Vérifié	Vérifié
16,66	24,169	20,313	120,845	101,565	30,66	28,465	32,3	Vérifié	Vérifié
13,43	18,037	14,62	90,185	73,1	29,66	26,07	32,3	Vérifié	Vérifié
10,2	12,105	9,406	60,525	47,03	26,565	21,9	32,3	Vérifié	Vérifié
6,97	6,792	5,026	33,96	25,13	21,58	16,375	32,3	Vérifié	Vérifié
3,74	2,476	1,751	12,38	8,755	12,38	8,755	37,4	Vérifié	Vérifié

**Remarque :** on a remarqué que la disposition donne un déplacements très petit qui donne une structure très rigide après plusieurs essais et changement ( augmentation des section de poteaux, changement d'épaisseur et longueur des voiles ) pour avoir une structure ductile

**e-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**Tableau 4.6: Vérification de l'effort normal .**

Niveau	Section du poteau	Combinaison	$N_d$ (KN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	v	Observation
TRS	35x35	G+Q+Ex	144,9008	1225	0,047314547	Vérifiée
10	35x35	G+Q+Ex	290,3206	1225	0,094798563	Vérifiée
9	40x40	G+Q+Ex	445,3394	1225	0,11133485	Vérifiée
8	40x40	G+Q+Ex	529,0552	1225	0,1322638	Vérifiée
7	45x45	G+Q+Ex	626,9469	1600	0,123841363	Vérifiée
6	45x45	G+Q+Ex	753,4859	1600	0,148836721	Vérifiée
5	50x50	G+Q+Ex	976,7896	2025	0,156286336	Vérifiée
4	50x50	G+Q+Ex	1304,6061	2025	0,208736976	Vérifiée
3	55x55	G+Q+Ex	1754,8261	2500	0,232043121	Vérifiée
2	55x55	G+Q+Ex	2216,0661	2500	0,293033534	Vérifiée
1	60X60	G+Q+Ex	2673,7574	3025	0,297084156	Vérifiée

**f-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 second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" Avec :}$$

$P_k$  : 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.

**Tableau 4.7 : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final.**

Etages	P(KN)	$\Delta_{kx}$ (mm)	$\Delta_{ky}$ (mm)	$V_{kx}$ (KN)	$V_{ky}$ (KN)	$h_k$ (mm)	$\theta_x$	$\theta_y$	observation
terrace	2455,0632	21,8	24,895	574,149	549,09	3230	0,0288	0,034	Vérifiée
9	2963,8078	24,425	26,775	1071,15	1034,19	3230	0,0209	0,023	Vérifiée
8	3133,5688	26,64	28,44	1484,67	1424,84	3230	0,0174	0,019	Vérifiée
7	3185,2705	29,075	29,935	1826,14	1752,69	3230	0,0157	0,016	Vérifiée
6	3251,4024	30,175	30,175	2116,82	2036,986	3230	0,0143	0,0149	Vérifiée
5	3312,3435	31,19	30,03	2379,21	2288	3230	0,0134	0,0134	Vérifiée
4	3362,0824	30,66	28,465	2616,73	2509,75	3230	0,0121	0,0118	Vérifiée
3	3418,7787	29,66	26,07	2834,02	2699,81	3230	0,0110	0,0102	Vérifiée
2	3474,4856	26,565	21,9	3013,66	2857,73	3230	0,0094	0,0082	Vérifiée
1	3537,15	21,58	16,375	3149,24	2976,93	3230	0,0075	0,0060	Vérifiée
RDC	3682,4438	12,38	8,755	3222,08	3036,95	3740	0,0037	0,0028	Vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  est satisfaites.

**g- Vérification de l'effort tranchant en chaque étages :**

$$\frac{V_{portique}}{V_{totale}} \geq 25\%$$

**Tableau 4.8 : Vérification de l'effort tranchant en chaque étages.**

Etages	$V_{xtot} (KN)$	$V_{xportique} (KN)$	Vport%	$V_{ytot} (KN)$	$V_{yportique} (KN)$	Vport%	Condition	Observation
terrasse	568,9573	519,6569	91,33	543,7287	672,551	85,57	25	Vérifiée
9	1064,1729	610,7072	57,38796769	1025,9912	495,6651	48,31085296	25	Vérifiée
8	1476,0123	991,3647	67,16507037	1415,9985	764,3378	53,97871537	25	Vérifiée
7	1816,0267	1001,4383	55,14447007	1741,3253	717,2559	41,19023022	25	Vérifiée
6	2105,838	1370,3599	65,07432671	2023,8546	988,5192	48,84339023	25	Vérifiée
5	2366,436	1326,5732	56,0578524	2274,5081	896,278	39,40535538	25	Vérifiée
4	2603,4788	1630,5452	62,62947868	2493,3793	1227,2654	49,2209669	25	Vérifiée
3	2818,9944	1532,5921	54,3666245	2684,3993	945,8932	35,23668033	25	Vérifiée
2	2998,1226	1687,2474	56,27679802	2839,5114	1012,9068	35,67186946	25	Vérifiée
1	3131,3454	1485,4696	47,43870159	2957,3999	793,191	26,82055274	25	Vérifiée
RDC	3202,6628	1510,5872	47,16660149	3016,0962	846,3851	28,06227136	25	Vérifiée

**Conclusion :**

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle final étaient de :

- comparer l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente ( $0.8 \cdot V_{(stq)}$ ) qui ne doit pas dépasser la résultante des forces à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales, cet effort ( $0.8 \cdot V_{(stq)}$ ) représente l'effort tranchant minimale.

- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- L'effort normal réduit pour prendre en considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.
- Vérifier l'effet P- $\Delta$  pour la stabilité de la structure.

# CHAPITRE 5 : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

### 5.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles

### 5.2. Ferrailage des poteaux :

#### 5.2.1. Poteaux centraux :

- Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS**.
- Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (**Socotec**) pour chaque section des poteaux sous les différentes combinaisons des charges.

#### a. Situation durable :

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

a.1. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau 5.1 : Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).**

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	60×60	-779,0136	-4,8361	SEC	0	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-704,253	-11,575	SEC	0	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-552,9477	-10,6646	SEC	0	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-404,6718	-12,2029	SEC	0	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-261,3078	-12,7671	SEC	0	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-125,4618	-10,4999	SEC	0	0	11,03

**a.2. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :****Tableau 5.2 : Ferrillages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).**

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	60×60	-2068,3783	-20,898	SEC	0	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-1835,1015	-50,1913	SEC	0	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1409,1229	-42,3221	SEC	0	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1008,362	-40,3789	SEC	0	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-630,7376	29,118	SEC	0	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-306,2961	-15,2958	SEC	0	0	11,03

**a.3. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :****Tableau 5.3 : Ferrillages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).**

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\text{corr}}$ [kN]	$M^{\max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	60×60	-1546,4284	18,4343	SEC	0	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-1374,7672	43,2155	SEC	0	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-913,445	37,8711	SEC	0	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-659,7593	38,4097	SEC	0	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-413,093	36,7481	SEC	0	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-166,6785	32,3999	SPC	0.51	0	11,03

**b. Situation accidentelle :**

Combinaison : G+Q+E

b.1. ( $N^{max}, M^{corr}$ ) :**Tableau 5.4. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}, M^{corr}$ ).**

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{max}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{smin}$ RPA
RDC	60×60	-2792,2704	178,53	SEC	0	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-2294,0406	151,9742	SEC	0	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1356,3244	122,0812	SEC	0	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-932,2401	69,0252	SEC	0	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-572,2798	57,5011	SEC	0	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-280,6068	18,1533	SEC	0	0	11,03

b.2. ( $N^{min}, M^{corr}$ ) :**Tableau 5.5. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{min}, M^{corr}$ )**

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{min}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{smin}$ RPA
RDC	60×60	649,5098	21,0948	SPC	9,2	7,04	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	410,5943	25,4657	SPC	6,58	3,69	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	4,475	96,3978	SPC	5,54	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-74,963	49,6052	SPC	2,1	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-61,4753	43,6899	SPC	2,28	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	29,6442	13,7279	SEC	0,	0	11,03

**b.3. ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ) :****Tableau 5.6. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ).**

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{corr}$ [kN]	$M^{max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{smin}$ RPA
RDC	60×60	-1355,1708	-134,6746	SEC	0	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-1817,2224	-118,222	SEC	0	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1171,4266	-116,6093	SEC	0	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-383,9122	111,1282	SPC	2,26	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-236,7708	96,5845	SPC	4,08	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-111,42	71,0882	SPC	4,56	0	11,03

**Combinaison : 0,8G+E****b.4. ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ) :****Tableau 5.7. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ).**

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{max}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{smin}$ RPA
RDC	60×60	-2457,7923	-180,7744	SEC	0	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-1999,987	-156,932	SEC	0	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1134,6348	-127,3141	SEC	0	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-726,6863	-41,3654	SEC	0	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-434,1909	-50,6442	SEC	0	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-243,8913	-24,2162	SEC	0	0	11,03

**b.5. ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ ) :****Tableau 5.8. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ ).**

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{min}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{smin}$ RPA
RDC	60×60	983,988	189,2716	SPC	13,23	11,37	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	704,6479	19,002	SPC	9,8	7,82	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	208,0148	96,3274	SPC	8,28	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	20,9407	46,6816	SPC	3,21	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	4,1382	84,3937	SPC	6,16	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	66,3598	48,0797	SPC	4,82	0	11,03

**b.6. ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ) :****Tableau 5.9. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ).**

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{corr}$ [kN]	$M^{max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{smin}$ RPA
RDC	60×60	-685,7958	135,6266	SEC	0	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-1571,4458	-117,4567	SEC	0	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-984,751	-115,7228	SEC	0	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-229,5073	109,5573	SPC	4,08	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-139,4918	94,6035	SPC	5,12	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-66,1606	69,4531	SPC	4,97	0	11,03

**5.2.1.1. Choix des armatures :****1)- choix de ferrailage des poteaux :****Tableau 5.10. Choix des armatures des poteaux.**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	60×60	13,23	32,4	6T20+8T16	34,93
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	9,8	27,23	4T20+8T16	28,65
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	8,28	22,5	12T16	24,13
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	3,21	18,23	4T16+8T14	20,36
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	6,16	14,4	8T16	16,08
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	4,82	11,03	4T16+4T14	14,20

**5.2.1.2. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

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

● **Béton** :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

● **Acier**:

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

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3}f_e, \max \left( \frac{1}{2}f_e MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right) = \zeta$

Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = 0.8\zeta$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\bar{\sigma}_s=201.63\text{MPa}$ .

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

**a.1. ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ) :**

**Tableau 5.11. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\text{Max}}, M^{\text{corr}}$ ).**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{\text{ser}}^{\max}$ (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	60×60	-571,56	-3,535	34,93	SEC	21,7	201.63	1,46	15	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-516,54	-8,433	28,65	SEC	25,3	201.63	1,73	15	vérifiée
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-405,35	-7,754	24,13	SEC	24,7	201.63	1,71	15	vérifiée
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-296,54	-8,867	20,36	SEC	24,5	201.63	1,73	15	vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-191,47	-9,276	16,08	SEC	23,7	201.63	1,71	15	vérifiée
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-91,97	-7,624	14,20	SPC	19,3	201.63	1,45	15	vérifiée

**a.2. ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ) :**

**Tableau 5.12. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ).**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{\text{ser}}^{\min}$ (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	60×60	-1511,3	-15,284	34,93	SEC	59	201.63	4	15	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-1340,7	-36,689	28,65	SEC	70,7	201.63	4,92	15	vérifiée
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1029,4	-30,950	24,13	SEC	67,9	201.63	4,76	15	vérifiée
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-736,62	-29,538	20,36	SEC	65,5	201.63	4,67	15	vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-459,82	21,1929	15,21	SEC	56	201.63	4,04	15	vérifiée
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-223,72	-11,143	12,06	SPC	37,4	201.63	2,72	15	vérifiée

**a.3. ( N<sup>corr</sup>, M<sup>max</sup> ) :**

**Tableau 5.13. Vérification des contraintes pour les poteaux (M<sup>max</sup>, N<sup>corr</sup>).**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> <sup>corr</sup> (kN)	M <sub>ser</sub> <sup>max</sup> (kN.m)	Section	Sollicitation	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
RDC	60×60	-1131,4	13,381	34,93	SEC	70,1	201,63	3,03	15	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-1005,8	31,389	28,65	SEC	54,3	201,63	3,8	15	vérifiée
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-669,71	27,6888	24,13	SEC	47,6	201,63	3,38	15	vérifiée
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-483,51	28,071	20,36	SEC	48,3	201,63	3,51	15	vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-302,48	26,8662	15,21	SEC	48,3	201,63	3,62	15	vérifiée
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-121,82	23,6261	12,06	SPC	47,6	201,63	3,97	15	vérifiée

**5.2.1.3 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 :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

τ<sub>u</sub> : contrainte de cisaillement

T<sub>u</sub> : 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]**

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

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

**Selon RPA99 ver.2003 : [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'élanement du poteau  $\left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a}\right)$

$i$ : 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 les tableaux suivants :

**Tableau 5.14. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\tau_{u\text{ BAEL}}$ (MPa)	Vérification
RDC	60×60	58,3406	0,18	13,7	0,075	1,875	2,5	vérifiée
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	86,0247	0,316	12,69	0,075	1,875	2,5	vérifiée
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	88,2128	0,392	13,97	0,075	1,875	2,5	vérifiée
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	71,7398	0,394	15,52	0,075	1,875	2,5	vérifiée
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	56,6426	0,393	17,46	0,075	1,875	2,5	vérifiée
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	36,7295	0,333	19,95	0,075	1,875	2,5	vérifiée

#### **5.2.1.4. Ferrailage transversal des poteaux :**

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit

**Selon BAEL91 modifié 99 : [1]**

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

$A_t$ : Section d'armatures transversales.

$b$ : Largeur de la section droite.

$h$ : Hauteur de la section droite.

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

$\emptyset_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

**Selon le RPA99 version 2003 : [2]**

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

**Avec :**

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : 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).

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

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

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

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

$\lambda_g$  : 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  $f_e = 400$  MPa.

- Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux.

**Tableau 5.15. Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>l</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	60×60	6T20+8T16	16	10	15
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	4T20+8T16	16	10	15
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	12T16	16	10	15
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	4T16+8T14	14	10	15
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	8T16	16	10	15
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	4T16+4T14	14	10	15

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

**Tableau 5.16. Choix des armatures transversales pour les 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	60×60	2,373	3,955	3,75	58,3406	N	10	0.9	6T8	3.02
						C	15	1.37	6T8	3.02
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	2,016	3,66	3,75	86,0247	N	10	1.46	4T8	2.01
						C	15	2.2	4T10	3.14
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	2,016	4,032	3,75	88,2128	N	10	1.65	4T8	2.01
						C	15	2.48	4T10	3.14
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	2,016	4,48	3,75	71,7398	N	10	1.49	4T8	2.01
						C	15	2.24	4T10	3.14
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	2,016	5,04	2,5	56,6426	N	10	0.88	4T8	1.13
						C	15	1.32	4T8	2.01
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	2,016	5,76	2,5	36,7295	N	10	0.65	4T8	1.13
						C	15	0.98	4T8	1.13

**5.2.1.5. Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_1$  en zone III.[2]

Pour :

- $\phi = 20\text{mm}$ ..... $L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm}$ ..... $L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm}$ ..... $L_r = 70\text{cm}$

**5.2.2. Ferrailage des Poteaux du Sous-sol :**

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

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

$B_r$  : Section réduite du poteau considéré ( $B_r = (a-2)(b-2)$ )  $\text{cm}^2$

$\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 7 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$ .....poteau carrée

$L_f$  : 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.

$B_r = (a-0,02)^2$  [ $\text{m}^2$ ]. ..... Poteau carré

$N_u$  : 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 .

$N_u(\text{RDC}) = 1962,3445\text{KN}$

Plancher.....  $4,263 \times 5,05 = 21,53\text{ KN}$ .

Poutre principale.....  $0,30 \times (0,35-0,2) \times 25 \times 3,525 = 3,96\text{KN}$ .

Poutre secondaire.....  $0,30 \times (0,35-0,2) \times 25 \times 3,18 = 3,58\text{ KN}$ .

Poids du poteau .....  $25 \times 1,85 \times (0,6)^2 = 16,65\text{ KN}$ .

---


$$\mathbf{G = 33,23\text{ KN}}$$

Surcharge d'exploitation :  $Q=4,263 \times 5=21,315\text{KN}$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 76,883\text{KN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :  $N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_u$

$$N_{u(ss)} = 2039,224\text{ KN}$$

### b. Calcul du ferrailage :

Le sous-sol est de section carrée  $B=60 \times 60\text{cm}^2$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17,32\text{cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 1,85 \times 10^2}{17,32} = 7,48 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,84$
- $Br = (60 - 2)^2 = 3364\text{cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{2039,224 \times 10^3}{0,84} - \frac{3364 \times 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -109,30\text{cm}^2$$

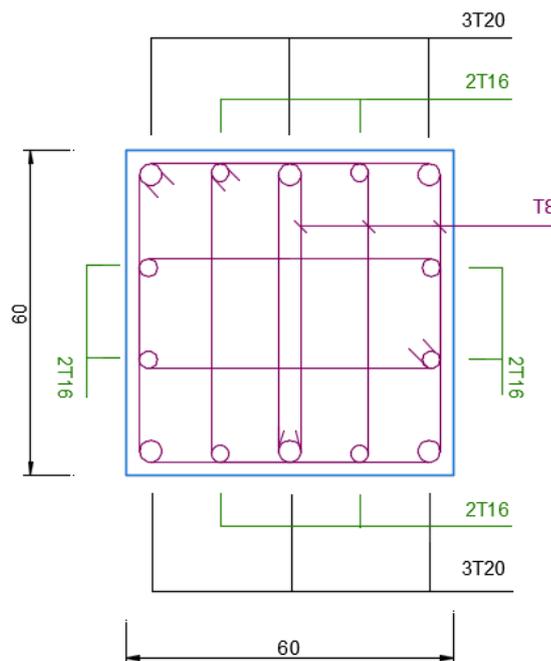
$$\text{B.A.E.L : } A_s^{\min} \geq \max(4u ; 0,2\%B) = \max(9,6 ; 7,2) = 9,6\text{cm}^2$$

$$\text{RPA : } A_s^{\min} = 0,9\%B = 32,4\text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s ; A_{s(\text{BAEL})} ; A_{s(\text{RPA})})$$

Alors le ferrailage se fait selon **RPA99 version 2003**

$$A_s = 32,4\text{cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ adpoté}} = 6\text{T}20 + 8\text{T}16 = 34,93\text{ cm}^2$$



**Figure 5.1 : Ferrailage de poteau du sous-sol.**

**c-Vérification à L'ELS :**

$$N_{\text{ser}}(\text{RDC})= 1434,0138\text{KN}$$

$$N_{\text{ser}}=G+Q=54.54\text{KN}$$

$$D' \text{ où } :N_{\text{ser}(\text{ss})}= N_{\text{ser}}(\text{RDC})+ N_{\text{ser}}=1488.56\text{KN}$$

$$N_{\text{ser}(\text{ss})}= \mathbf{1488.56\text{KN}}$$

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} \frac{N_s}{B+nA_s} \leq \bar{\sigma}_{bc}=0.6f_{c28}$$

**Tableau.5.17 : vérification de poteau du sous-sol à L'ELS.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	B (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	observation
Sous-sol	60x60	1488.56	3600	65	201,63	3.61	15	vérifiée

**d-Vérification espacement entre barres longitudinales :**

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$20 \text{ cm en zone III...[2]}$$

Il faut vérifiée que : l'espacement entre les barres ≤ 20cm

**Tableau .5.18: vérification de l'espacement longitudinal.**

Section de poteaux	Espacement entre les barres horizontal (cm)	Espacement entre les barres verticale (cm)	Vérification
60x60	10.25	14.86	Vérifiée
55x55	13.2	13.2	Vérifiée
50x50	11.8	11.8	Vérifiée
45x45	10.26	10.26	Vérifiée
40x40	13.5	13.5	Vérifiée
35x35	11.1	11.1	Vérifiée

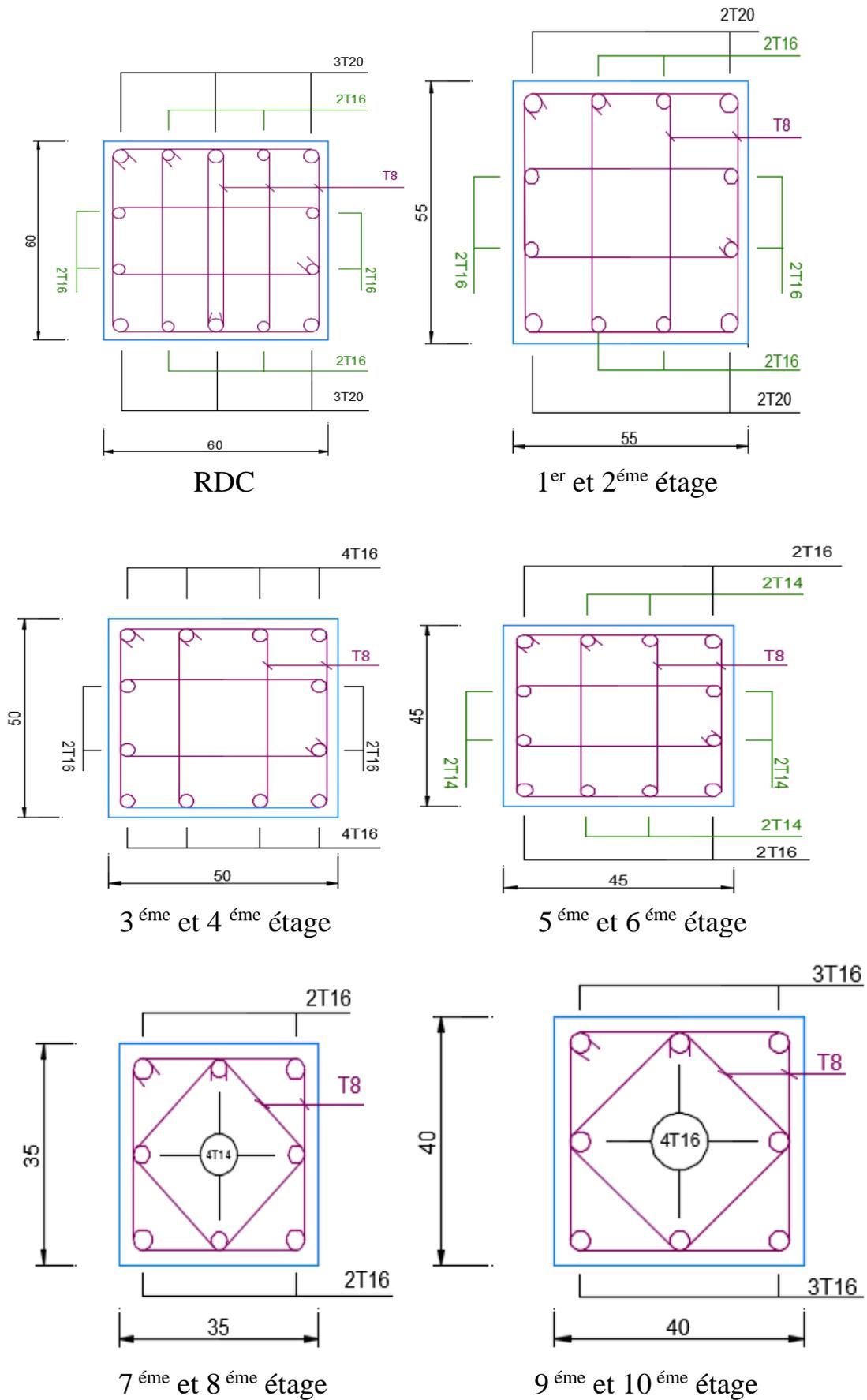


Figure.5.2 : Dessin de ferrailage des poteaux centraux.

**5.3. Ferrailage des poutres :****5.3.1 Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. On fait le calcul pour les situations suivantes :

**a. Selon CBA 93 : [3]**

Situation durable :

**ELU:**  $1.35 G + 1.5 Q$

**ELS:**  $G + Q$

**b. Selon RPA 99 : [2]**

Situation accidentelle

$0.8 G \pm E$

$G + Q \pm E$

**5.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :**

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\varnothing$  en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

- **Situation durable:**

Béton:  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

Acier:  $\gamma_s = 1,15$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 347. \text{ MPa}$ .

- **Situation accidentelle:**

Béton:  $\gamma_b = 1,15$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

Acier:  $\gamma_s = 1$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 50 \text{ MPa}$ .

**5.3.3 Calcul de ferrailage :**

- Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS**.

Ont disposé 4 types de poutres :

- Poutres principales  $30 \times 35 (\text{cm}^2)$
- Poutres secondaires  $30 \times 35 (\text{cm}^2)$

- 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 des charges.

### **1-Sens porteur :**

**a-Situation durable : 1.35G+1.5Q**

**Tableau 5.19: Ferrailage des poutres porteuses 30x35.**

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x35	Travée	44,2945	3.43
30x35	Appui	-67,7867	5.44

**b-Situation accidentelle : G+Q+E**

**Tableau 5.20: Ferrailage des poutres porteuses 30x35.**

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x35	Travée	204,5708	16.33
30x35	Appui	-206,8295	16,57

**c-Situation accidentelle : 0.8G +E**

**Tableau 5.21: Ferrailage des poutres porteuses 30x35.**

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x35	Travée	205,8451	16.46
30x35	Appui	-205,551	16.43

### **2.Sens non porteur :**

**a. Situation durable : 1.35G+1.5Q**

**Tableau 5.22: Ferrailage des poutres non porteuses 30x35.**

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x35	Travée	17,0689	1,27
30x35	Appui	-46,406	3,61

**b.Situation accidentelle : G+Q+E****Tableau 5.23: Ferrailage des poutres non porteuses 30x35.**

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x35	Travée	131.2101	9,45
30x35	Appui	-147.6652	10,85

**c.Situation accidentelle : 0.8G +E****Tableau 5.24: Ferrailage des poutres non porteuses 30x35.**

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x35	Travée	128,9029	9,26
30x35	Appui	-143,668	10,5

➤ Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

**Tableau 5.25: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x35.**

Section	Position	A <sub>s max</sub> z.c (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s max</sub> z.r (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	A <sub>s max adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x35	Travée	42	63	5.25	16.33	2T16+4T20	16,59
30x35	Appui	42	63	5.25	16.57	2T16+4T20	16,59

**Tableau 5.26: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x35.**

Section	Position	A <sub>s max</sub> z.c (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s max</sub> z.r (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	A <sub>s max adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x35	Travée	42	63	5.25	9,45	5T16	10,05
30x35	Appui	42	63	5.25	10,85	5T16 +1T14	11,59

**5.3.4. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.1 \text{MPa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{MPa}$$

**Tableau 5.27: Vérification de la condition de non fragilité.**

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x35	16,59	1,267	Vérifiée
30x35	16,59	1,267	Vérifiée
30x35	10,05	1,267	Vérifiée
30x35	11,59	1,267	Vérifiée

**5.3.5. Vérification vis à vis de l'ELS :**

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

- **Béton :**

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

- **Acier.**

$$\text{Fissuration préjudiciable :} \quad \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que :} \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \end{cases}$$

**Tableau 5.28: Vérification des poutres (30X35) à l'ELS.**

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	32,3621	5,15	15	74,6	201,63	vérifiée
Appui	-49,5295	7,88	15	114,1	201,63	vérifiée

**Tableau 5.29: Vérification des poutres (30X35) à l'ELS.**

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	10,05	2,27	15	45,7	201,63	vérifiée
Appui	-33,9116	5,96	15	109,3	201,63	Vérifiée

**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$ . (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié 99**

**Tableau 5.30: Vérification de la contrainte de cisaillement.**

Section	$T_u^{\text{max}}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifier
30x35	250,2434	2,38	2.5	vérifiée
30x35	90,5061	0,86	2.5	vérifiée

**5.3.6. Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance Fe400 ( $f_c=400 \text{ MPa}$ ).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 :  $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) \end{cases}$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 :  $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec :  $\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 1 \text{ cm}$ .

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.31: calcul des armatures transversales.**

Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	BAEL91	RPA99		$S_t^{adp}$ (cm)		$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_t^{adop}$
			$S_t$ (cm)	$S_t$ (cm)ZN	$S_t$ (cm)ZC	ZN	ZC			
30x35	250,243	2,38	28.35	8,75	17,5	8	15	1,35	2T10	1,57
30x35	90,5061	0,86	28.35	8,75	17.5	8	15	1,35	2T10	1,57

**5.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales :**

$L_r$  : Longueur de recouvrement.

$$L_r = 50\varnothing \text{ (zone III). [2]}$$

On a :

- a.  $\varnothing=20\text{mm}$ ..... $L_r=100\text{cm}$
- b.  $\varnothing=16\text{mm}$ ..... $L_r=80\text{cm}$
- c.  $\varnothing=14\text{mm}$ ..... $L_r=70\text{cm}$

**5.3.8. Arrêt des barres :**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :  $h' \geq$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \quad \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Avec :  $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

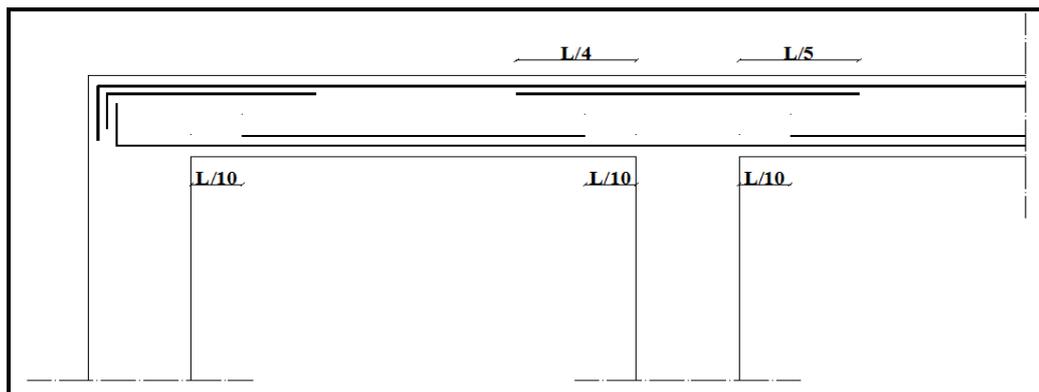


Figure 5.3 : Arrêt des barres.

**5.3.9. Vérification de la flèche :**

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

Tel que :

$$\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,92\text{cm} \quad (L = 4,6\text{m} < 5\text{m})$$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,784\text{cm} \quad (L = 3,92\text{m} < 5\text{m})$$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

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

• Calcul de la flèche due aux déformations différées :  $f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}}$

• Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :  $f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}}$

• Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

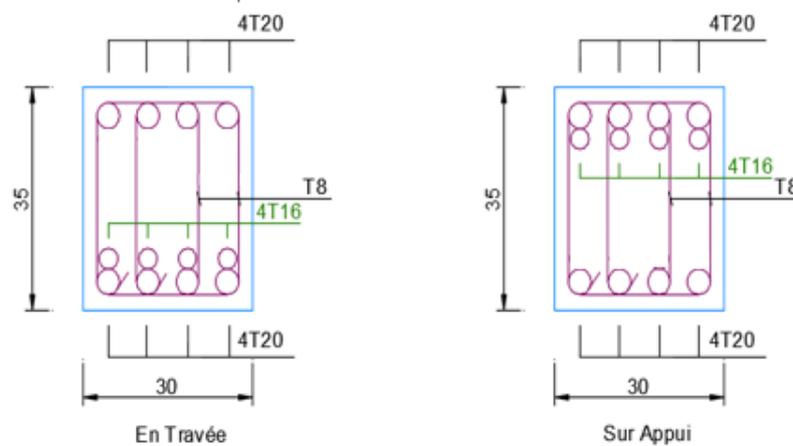
$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau 5.32: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.**

Section (cm <sup>2</sup> )	Longueur (m)	M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	Fi (cm)	Fv (cm)	Δft(cm)	$\bar{f}$ (cm)
30x35	4,6	32,3621	16,59	155962,1	0,1937	0,3377	0,1937	0,92
30x35	3,92	-33,9116	11,59	141262,1	0,1765	0,3268	0,1765	0,784

**5.3.10. Schéma de ferrailage des poutres :**



**Figure 5.4 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses .**

**Vérification d'espacement et  $d_{ext}$  : [1]**

$$d_{ext} = h - c > d_{th} = 0.9h \quad \text{avec } c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$$

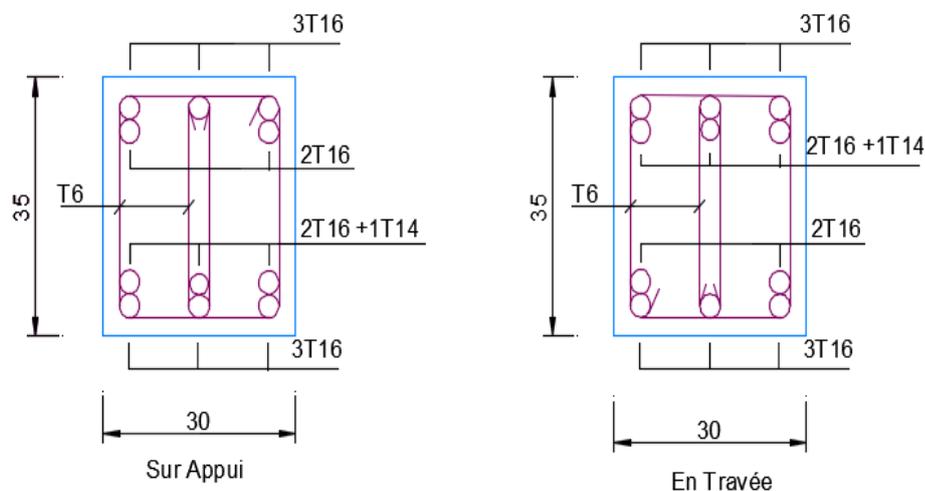
$$e_{th} = \max(\phi_l ; 1.5c) = 3.75 \text{ cm}$$

**En travée :**  $D_{ext} = 35 - \frac{2 \times 1 + 1.6 \times 0.8}{2 + 1.6} = 34,09 > d_{th} = 0.9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$  **c'est vérifiée**

**Sur appui :**  $D_{ext} = 35 - \frac{2 \times 1}{2} = 34 > d_{th} = 0.9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$  **c'est vérifiée**

$$e_h = \frac{30 - 5 - (4 \times 2) - (4 \times 0.8)}{3} = 4.6 \text{ cm} > e_{th} = 3.75 \text{ cm}$$
 **c'est vérifiée**

$$e_v = 35 - 5 - (2 \times 2) - (2 \times 1.6) - (2 \times 0.8) = 21.2 \text{ cm} > e_{th} = 3.75 \text{ cm}$$
 **c'est vérifiée**



**Figure 5.5 : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses**

**Vérification d'espacement et  $d_{ext}$  : [1]**

$$d_{ext}=35-\frac{1.6\times 0.8+1.6\times 0.8}{1.6+1.6}=34,2>d_{th}=31.5\text{cm} \text{ c'est vérifiée}$$

$$e_h=\frac{30-5-(3\times 1.6)-(4\times 0.6)}{2}=8.9\text{cm}>e_{th}=3.75\text{ cm} \text{ c'est vérifiée}$$

$$e_v=35-5-(4\times 1.6)-(2\times 0.8)=21.2\text{ cm}>e_{th}=3.75\text{ cm} \text{ c'est vérifiée}$$

**5.4. Ferrailage des voiles:****5.4.1. Méthode des contraintes :****5.4.1.1. Introduction :**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

**Remarque :**

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du

**DTU 23.1** « murs en béton banché » .

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux

va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

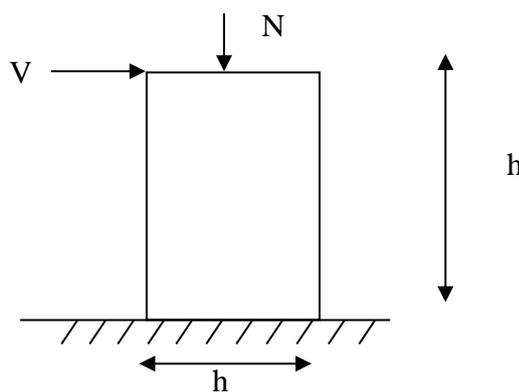
Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur. [7]

#### **5.4.2. Introduction au ferrailage des voiles :**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



**Figure 5.6: élément de section rectangulaire.**

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

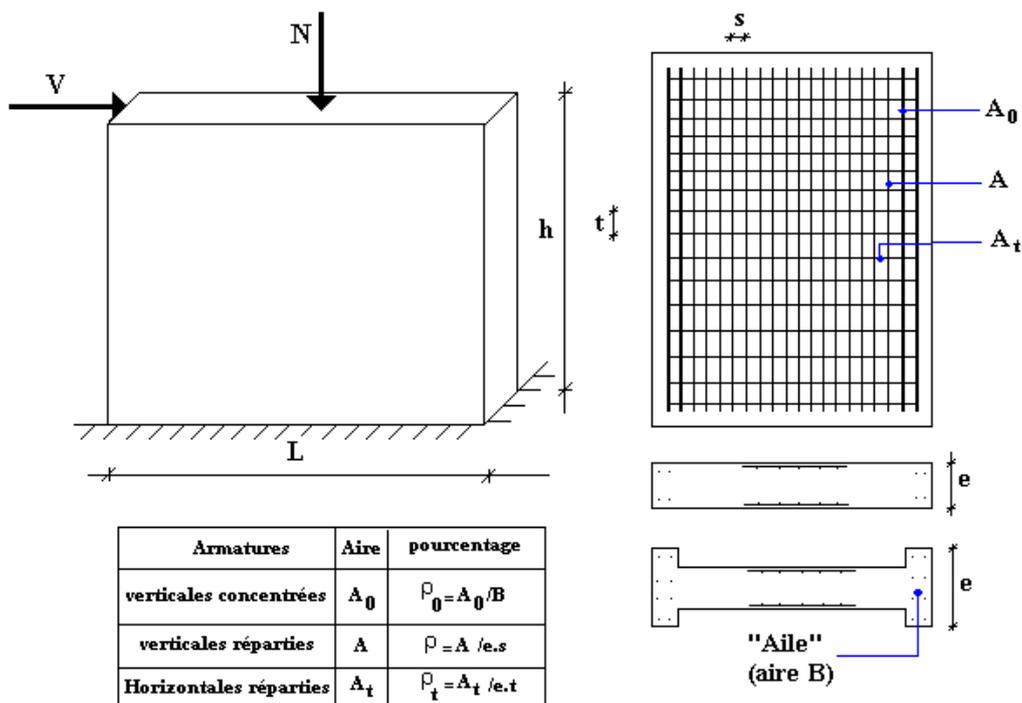
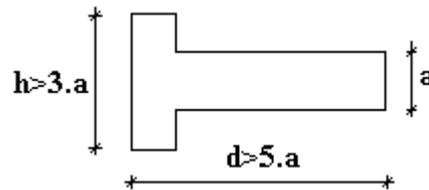


Figure 5.7 : ferrailage classique du voile en béton armé.

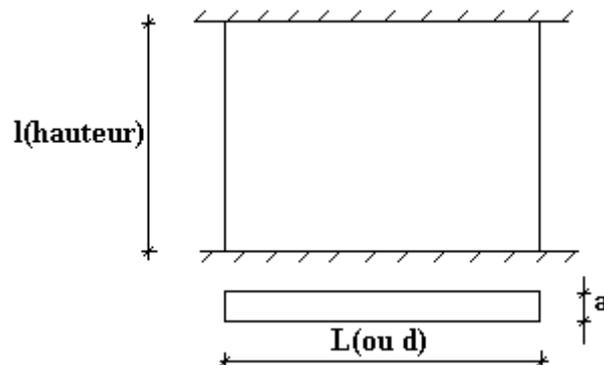
**5.4.3. Justifications sous sollicitations normales :****a. Conditions d'application:**

- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élanement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 3a$

**b. Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :  $l$  : la hauteur libre du mur;

$l_f$  : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



**Figure 5.8 : Longueur de flambement**

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau 5.33 : Valeurs de ( $l/l$ ).**

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Présence de plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Présence de plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**c. Effort de compression en ELU :**

Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en (b)

a: épaisseur du voile

d: longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Nota:**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir.

Tableau 5.34 : Calcul de  $\sigma_{u \text{ lim}}$ .

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
<b>Elancement</b>	$\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<b>Section réduite</b>	$B_r$	$m^2$	$d(a-0,02)$	
<b>Pour <math>\lambda \leq 50</math></b>  <b>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$  $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
<b>Effort limite ELU</b>	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<b>Contraintes limites</b>	$\sigma$	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

**Remarque:**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$  que nous appelons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

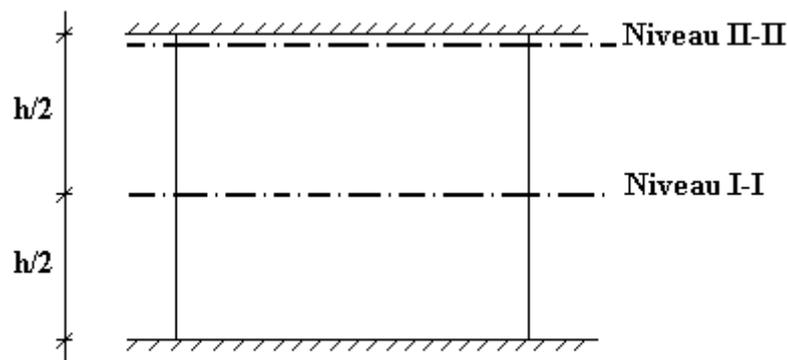
**d. Niveaux de vérification :**

Figure .5.9 : Niveaux de vérification.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{ulim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**e. Aciers minimaux :**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

**1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :**

**Tableau 5.35 : Aciers verticaux et horizontaux.**

	<b>Aciers verticaux</b>	<b>Aciers horizontaux</b>
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v da$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$
<b>Pourcentage minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{ulim}} \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{vMax}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

**2. Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements).

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\varnothing_1$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u \text{ lim}}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\varnothing_t$ )

**Tableau 5.36: Aciers transversaux.**

	<b>Nombre d'armatures transversales</b>	<b>Diamètre <math>\varnothing_1</math></b>
$\varnothing_1 \leq 12 \text{ mm}$	4 épingles par m <sup>2</sup> de voile	6 mm
$12 \text{ mm} \leq \varnothing_1 \leq 20 \text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6 mm
$20 \text{ mm} \leq \varnothing_1$	Espacement $\leq 15 \varnothing_1$	8 mm

**Cisaillement :**

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0.05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0.05f_{c28}$ ).

**5.4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux.****5.4.4.2 Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes (Calcul Des Aciers Verticaux) :**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

**1 - ZONE COMPRIMÉE :**

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA}).$$

**2 - ZONE TENDUE :**

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

$F_T$  : force de traction.

$e$  : épaisseur du voile.

$l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta S = A_v \dots \dots \dots (1)$$

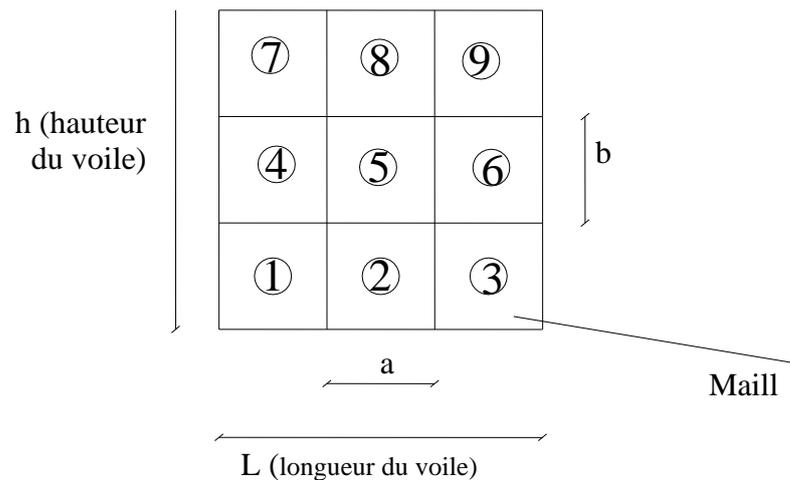
Où  $\Delta S = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$  Est répartie sur  $S$  ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

-Le rapport (**a/b**) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité



**Figure 5.10 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.**

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

#### **5.4.4.3 Aciers Horizontaux:**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0.8(0.8f_e)} = \frac{1.4 \tau_u a S_t}{0.8f_e} 1.25$$

$\tau_u = S_{12}$  est donnée par l'interface graphique du **ETABS**.

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

#### **5.4.4.4. Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :**

##### **a. Aciers verticaux :**

- 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 0.15%.
- 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 0.15 % 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.

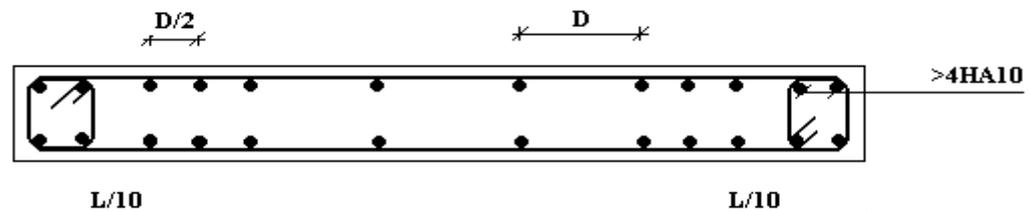


Figure 5.11 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

**b. Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  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.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### **Exemple de calcul (voile V1) :**

Soit le voile de longueur

$$L = 3.04 \text{ m}$$

$$a = 0.18 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3.23 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de même longueur  $L^i = 1.01 \text{ m}$  et de section

$$S_i = L^i * (a).$$

#### **• Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3.23 d'où la hauteur libre est égale à :

$$\begin{array}{ll} \blacksquare h_e = 3.23 - 0.35 = 2.88 \text{ m} & (0.35 \text{ m : hauteur de la poutre}) \end{array}$$

Tableau 5.37 : Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
<b>Longueur de flambement <math>l_f</math></b>	m	$2.88 \times 0.85 = 2,448$	$0.8 \times 2,88 = 2,304$
<b>Elancement <math>\lambda</math></b>	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.18} = 47,11$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.18} = 44,34$
<b>Coefficient <math>\alpha</math></b>	/	0.62	0.45
<b>Section réduite <math>B_r</math> (par ml) Avec <math>d = 1m</math></b>	$m^2$	$(a-0.02) = (0.18-0.02) = 0.16$	$(a-0.02)1 = (0.18-0.02)1 = 0.16$
<b>Contraintes limites</b>  $\sigma = \frac{N_{ulim}}{a d}$ <b>Avec <math>d = 1m</math></b>	MPa	$\sigma_{bna} =$ $0.62 \left[ \frac{0.16 \times 25}{0.9 \times 1.15 \times 0.16} \right]$ $\sigma_{bna} = 14,97 MPa$	$\sigma_{ba} = \frac{0.45}{1 \times 0.16} \left( \frac{0.16 \times 25}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 11.05 MPa$

**Remarque:**

$\sigma_{ba} = 11.05$  MPa correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de  $B_{et}$

$$B_{et} = (0.16) (1) m^2$$

$$A_s = 1.6 \times 10^{-4} cm^2$$

Tableau 5.38 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

Maile (ou élément de voile)	1	2	3
Dimensions (m <sup>2</sup> ) $(a \cdot l) = S_j$	0.1818	0.1818	0.1818
Contrainte moyenne par bande $\sigma_j$ (MPa)	2,6	0,35	0,39
Force de traction $F_t(\text{MN}) = \sigma_j S_j$	0,47268	0,06363	0,070902
Section d'acier (cm <sup>2</sup> ) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$ )	11,817	1,59075	1,77255
Aciers minimaux (cm <sup>2</sup> ) 1. Selon BAEL: 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99:0,15 % $S_{\text{béton}}$	1,818 2,727	1,818 2,727	1,818 2,727
Acier de couture $A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	18,19cm <sup>2</sup>	2,44m <sup>2</sup>	2,729cm <sup>2</sup>
Somme (cm <sup>2</sup> )	30,01518	5,176755	5,456727
Choix	2x5T20	2x5T10	2x5T10
Av adopté	31,4	7,9	7,9
$s_i$ espacement (cm)	22,75	22,75	22,75
$S \leq (1.5 a, 30\text{cm})$ $S \leq 27 \text{ cm}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- Armatures de joint de bétonnage (acières de couture) :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1.4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{2,6(180)(1010)}{400} 1.4 = 1819,818 \text{mm}^2$$

$$A_{vj} = 18,19 \text{cm}^2$$

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8f_e)0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1.4\tau_u = 1.4S_{12}$$

$$S_{t\min}=270 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1.4 (2,6) (180) (270)}{(0,8) (400) (0,8)} = 6,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_V ; A_V = \{\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (18,19) = 12,13 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = (0,15\%) \times a \times l = 0,15/100 \times 18 \times 101 = 2,73 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{MAX}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 12,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5T14 = 15,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{101}{4} = 25,25 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 25,25 \text{ cm} < S_{t\min}=27 \text{ cm}$  ... vérifiée

### 5.5. Présentation des résultats :

**Tableau 5.39 : Caractéristiques des voiles.**

	Li (m)	b (m)	L (m)
Voile V1 V1'	1,01	0,18	3,04
Voile V2 V2'	1,1	0,18	2,2
Voile V3	1,025	0,18	2,05
Voile V4	0,9	0,18	1,8
Voile V5	0,85	0,18	1,7
Voile V6	0,7	0,18	1,4

**Nota :**

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge  $G + Q \pm E$ .

**Armature verticale de traction :****Tableau 5.40 : Calcul des armatures du voile (V1)(V1').**

Niveau	Mailles	$L_i$ (m)	B (m)	$S_j$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	Ft	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As final (cm <sup>2</sup> )	choix	esp
<b>RDC</b>	1	1.01	0.18	0.1818	2.6	0,472	30,01518	2,72	31,4	2x5T20	25
	2	1.01	0.18	0.1818	0.35	0,06363	5,176755	2,72	7,9	2x5T10	25
	3	1.01	0.18	0.1818	0.39	0,070902	5,456727	2,72	7,9	2x5T10	25
<b>1 et 2</b>	1	1.01	0.18	0.1818	2.4	0,43632	27,70632	2,72	31,4	2x5T20	25
	2	1.01	0.18	0.1818	0.2	0,03636	4,12686	2,72	7,9	2x5T10	25
	3	1.01	0.18	0.1818	0.447	0,0812646	5,8556871	2,72	7,9	2x5T10	25
<b>3 et 4</b>	1	1.01	0.18	0.1818	0.856	0,1556208	9,8819208	2,72	11,3	2x5T12	25
	2	1.01	0.18	0.1818	0.66	0,119988	7,346538	2,72	7,9	2x5T10	25
	3	1.01	0.18	0.1818	0.696	0,1265328	7,5985128	2,72	7,9	2x5T10	25
<b>5 et 6</b>	1	1.01	0.18	0.1818	0.304	0,0552672	3,5094672	2,72	7,9	2x5T10	25
	2	1.01	0.18	0.1818	0.709	0,1288962	7,6895037	2,72	7,9	2x5T10	25
	3	1.01	0.18	0.1818	0.779	0,1416222	8,1794547	2,72	11,3	2x5T12	25
<b>7 et 8</b>	1	1.01	0.18	0.1818	0.137	0,0249066	1,5815691	2,72	7,9	2x5T10	25
	2	1.01	0.18	0.1818	0.446	0,0810828	5,8486878	2,72	7,9	2x5T10	25
	3	1.01	0.18	0.1818	0.606	0,1101708	6,9685758	2,72	7,9	2x5T10	25
<b>9 et 10</b>	1	1.01	0.18	0.1818	0.413	0,0750834	4,7677959	2,72	7,9	2x5T10	25
	2	1.01	0.18	0.1818	0.021	0,0038178	2,8739853	2,72	7,9	2x5T10	25
	3	1.01	0.18	0.1818	0.107	0,0267246	3,7558971	2,72	7,9	2x5T10	25

Tableau 5.41 : Calcul des armatures du voile (V2) (V2').

Niveau	mailes	$L_i$ (m)	B (m)	$S_j$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	Ft	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As final (cm <sup>2</sup> )	choix	esp
<b>RDC</b>	1	1.1	0.18	0,198	1.36	0,26928	17,099	2,97	20,1	2x5T16	27
	2	1.1	0.18	0,198	0.984	0,194832	10,228	2,97	11,3	2x5T12	27
<b>1et 2</b>	1	1.1	0.18	0,198	0.788	0,156024	9,9075	2,97	11,3	2x5T12	27
	2	1.1	0.18	0,198	1.285	0,25443	12,522	2,97	15,4	2x5T14	27
<b>3et4</b>	1	1.1	0.18	0,198	0.431	0,085338	5,4189	2,97	7,9	2x5T10	27
	2	1.1	0.18	0,198	0.981	0,194238	10,205	2,97	11,3	2x5T12	27
<b>5et6</b>	1	1.1	0.18	0,198	0.049	0,009702	0,6160	2,97	7,9	2x5T10	27
	2	1.1	0.18	0,198	0.956	0,189288	10,014	2,97	11,3	2x5T12	27
<b>7et8</b>	1	1.1	0.18	0,198	0.175	0,03465	2,2002	2,97	7,9	2x5T10	27
	2	1.1	0.18	0,198	0.685	0,13563	7,90	2,97	7,9	2x5T10	27
<b>9et10</b>	1	1.1	0.18	0,198	0.0768	0,0152064	0,9656	2,97	7,9	2x5T10	27
	2	1.1	0.18	0,198	0.229	0,045342	4,4726	2,97	7,9	2x5T10	27

Tableau 5.42 : Calcul des armatures du voile (V3) .

Niveau	mailles	$L_i$ (m)	B (m)	$S_j$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ final}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	esp
RDC	1	1,025	0.18	0,1845	0,482	0,082422	5,6469915	2.59	7,9	2x5T10	25
	2	1,025	0.18	0,1845	1,04	0,17784	10,11438	2.59	11,3	2x5T12	25
1et 2	1	1,025	0.18	0,1845	0,354	0,060534	4,1473755	2.59	7,9	2x5T10	25
	2	1,025	0.18	0,1845	1,096	0,187416	10,512162	2.59	11,3	2x5T12	25
3et4	1	1,025	0.18	0,1845	0,142	0,024282	1,6636365	2.59	7,9	2x5T10	25
	2	1,025	0.18	0,1845	0,609	0,104139	7,05287925	2.59	7,9	2x5T10	25
5et6	1	1,025	0.18	0,1845	0,058	0,009918	0,6795135	2.59	7,9	2x5T10	25
	2	1,025	0.18	0,1845	0,3	0,0513	4,857975	2.59	7,9	2x5T10	25
7et8	1	1,025	0.18	0,1845	0,076	0,012996	0,890397	2.59	7,9	2x5T10	25
	2	1,025	0.18	0,1845	0,23	0,03933	4,3607475	2.59	7,9	2x5T10	25
9et10	1	1,025	0.18	0,1845	0,172	0,029412	2,015109	2.59	7,9	2x5T10	25
	2	1,025	0.18	0,1845	0,453	0,077463	5,94477225	2.59	7,9	2x5T10	25

**Tableau 5.43 : Calcul des armatures du voile (V4).**

Niveau	Mailles	$L_i$ (m)	B (m)	$S_j$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	Ft	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As final (cm <sup>2</sup> )	choix	esp
<b>RDC</b>	1	0,9	0.18	0,162	0,681	0,110322	7,005447	2.43	7,9	2x5T10	22,5
	2	0,9	0.18	0,162	0,922	0,149364	8,477514	2.43	11,3	2x5T12	22,5
<b>1et 2</b>	1	0,9	0.18	0,162	0,418	0,067716	4,299966	2.43	7,9	2x5T10	22,5
	2	0,9	0.18	0,162	0,551	0,089262	6,163587	2.43	7,9	2x5T10	22,5
<b>3et4</b>	1	0,9	0.18	0,162	0,38	0,06156	3,90906	2.43	7,9	2x5T10	22,5
	2	0,9	0.18	0,162	0,438	0,070956	5,458806	2.43	7,9	2x5T10	22,5
<b>5et6</b>	1	0,9	0.18	0,162	0,264	0,042768	2,715768	2.43	7,9	2x5T10	22,5
	2	0,9	0.18	0,162	0,343	0,055566	4,866291	2.43	7,9	2x5T10	22,5
<b>7et8</b>	1	0,9	0.18	0,162	0,225	0,03645	2,314575	2.43	7,9	2x5T10	22,5
	2	0,9	0.18	0,162	0,317	0,051354	4,704129	2.43	7,9	2x5T10	22,5
<b>9et10</b>	1	0,9	0.18	0,162	0,207	0,033534	2,129409	2.43	7,9	2x5T10	22,5
	2	0,9	0.18	0,162	0,235	0,03807	4,192695	2.43	7,9	2x5T10	22,5

**Tableau 5.44 : Calcul des armatures du voile (V5).**

Niveau	Mailles	$L_i$ (m)	B (m)	$S_j$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	Ft	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As final (cm <sup>2</sup> )	choix	esp
<b>RDC</b>	1	0,85	0.18	0,153	0,793	0,121	7,704	2.3	7,9	2x5T10	21,25
	2	0,85	0.18	0,153	0,517	0,079	5,77	2.3	7,9	2x5T10	21,25
<b>1et 2</b>	1	0,85	0.18	0,153	0,6577	0,1006	6,38	2.3	7,9	2x5T10	21,25
	2	0,85	0.18	0,153	0,437	0,0668	5,301	2.3	7,9	2x5T10	21,25
<b>3et4</b>	1	0,85	0.18	0,153	0,592	0,090576	5,75	2.3	7,9	2x5T10	21,25
	2	0,85	0.18	0,153	0,415	0,0634	5,171	2.3	7,9	2x5T10	21,25
<b>5et6</b>	1	0,85	0.18	0,153	0,463	0,070839	4,4982765	2.3	7,9	2x5T10	21,25
	2	0,85	0.18	0,153	0,176	0,026928	3,763728	2.3	7,9	2x5T10	21,25
<b>7et8</b>	1	0,85	0.18	0,153	0,321	0,049113	3,1186755	2.3	7,9	2x5T10	21,25
	2	0,85	0.18	0,153	0,108	0,016524	3.63	2.3	7,9	2x5T10	21,25
<b>9et10</b>	1	0,85	0.18	0,153	0,217	0,033201	2,1082635	2.3	7,9	2x5T10	21,25
	2	0,85	0.18	0,153	0,126	0,019278	3,469203	2.3	7,9	2x5T10	21,25

**Tableau 5.45 : Calcul des armatures du voile (V6).**

Niveau	Mailles	$L_i$ (m)	B (m)	$S_j$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	Ft	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As final (cm <sup>2</sup> )	choix	esp
<b>RDC</b>	1	0,7	0.18	0,126	0,592	0,074592	4,736592	1,89	7,9	2x5T10	17,5
	2	0,7	0.18	0,126	0,451	0,056826	4,914801	1,89	7,9	2x5T10	17,5
<b>1et 2</b>	1	0,7	0.18	0,126	0,51	0,06426	4,08051	1,89	7,9	2x5T10	17,5
	2	0,7	0.18	0,126	0,588	0,074088	5,579388	1,89	7,9	2x5T10	17,5
<b>3et4</b>	1	0,7	0.18	0,126	0,645	0,08127	5,160645	1,89	7,9	2x5T10	17,5
	2	0,7	0.18	0,126	0,551	0,069426	5,399901	1,89	7,9	2x5T10	17,5
<b>5et6</b>	1	0,7	0.18	0,126	0,423	0,053298	3,384423	1,89	7,9	2x5T10	17,5
	2	0,7	0.18	0,126	0,332	0,041832	4,337532	1,89	7,9	2x5T10	17,5
<b>7et8</b>	1	0,7	0.18	0,126	0,276	0,034776	2,208276	1,89	7,9	2x5T10	17,5
	2	0,7	0.18	0,126	0,202	0,025452	3,706902	1,89	7,9	2x5T10	17,5
<b>9et10</b>	1	0,7	0.18	0,126	0,201	0,025326	1,608201	1,89	7,9	2x5T10	17,5
	2	0,7	0.18	0,126	0,131	0,016506	3,362481	1,89	7,9	2x5T10	17,5

**Remarque :**

- Nous avons calculé le ferrailage par la flexion composé et nous avons trouvé des résultats proche .

- **Aciers horizontaux :**

**Voile V2 :**

**Tableau 5.46 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.**

	$\tau_u$	$A_{h1}(\text{cm}^2)$	$A_{h2}(\text{cm}^2)$	$A_{h\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_h(\text{cm}^2)$	Armature	St(cm)	AS( $\text{cm}^2$ )
<b>RDC</b>	1,36	3,614625	6,91152	2,97	6,91152	2x6T10	22	9,42
	0,984	2,6152875	5,000688	2,97	5,000688	2x6T10	22	9,42
<b>1et2</b>	0,788	2,09435625	4,004616	2,97	4,004616	2x6T10	22	9,42
	1,285	3,415289063	6,53037	2,97	6,53037	2x6T10	22	9,42
<b>3et4</b>	0,431	1,145517188	2,190342	2,97	2,97	2x6T10	22	9,42
	0,981	2,607314063	4,985442	2,97	4,985442	2x6T10	22	9,42
<b>5et6</b>	0,049	0,130232813	0,249018	2,97	2,97	2x6T10	22	9,42
	0,956	2,54086875	4,858392	2,97	4,858392	2x6T10	22	9,42
<b>7et8</b>	0,175	0,465117188	0,88935	2,97	2,97	2x6T10	22	9,42
	0,685	1,820601563	3,48117	2,97	3,48117	2x6T10	22	9,42
<b>9et</b>	0,0768	0,20412	0,3902976	2,97	2,97	2x6T10	22	9,42
<b>10</b>	0,229	0,608639063	1,163778	2,97	2,97	2x6T10	22	9,42

**Remarque :**

Les résultats de ferrailage trouvés dans les tableaux précédents nous donnent plusieurs modèles de ferrailage. La mise en œuvre de ces modèles sur chantier exige des moyens importants tels que la main d'œuvre qualifiée. Pour éviter tout risque de lacune dans la réalisation on choisira un modèle de ferrailage simple, uniforme, qui répond aux exigences réglementaires.

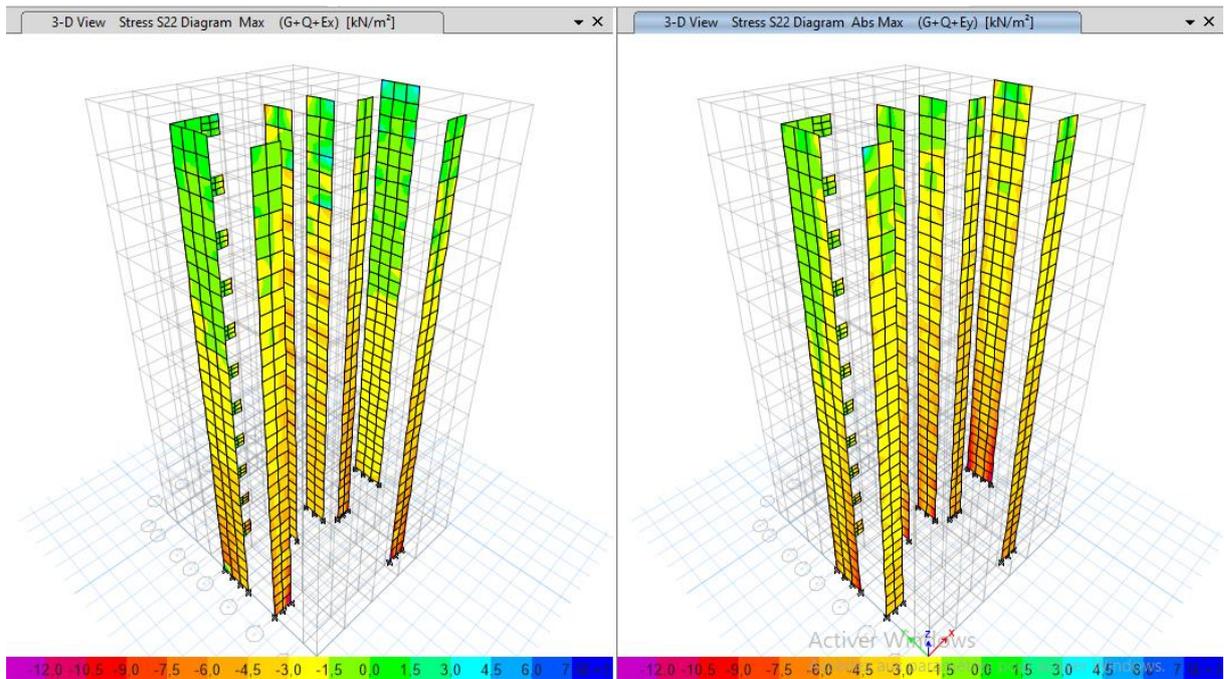


Figure 5.12 : Contraintes  $\delta_{22}$ .

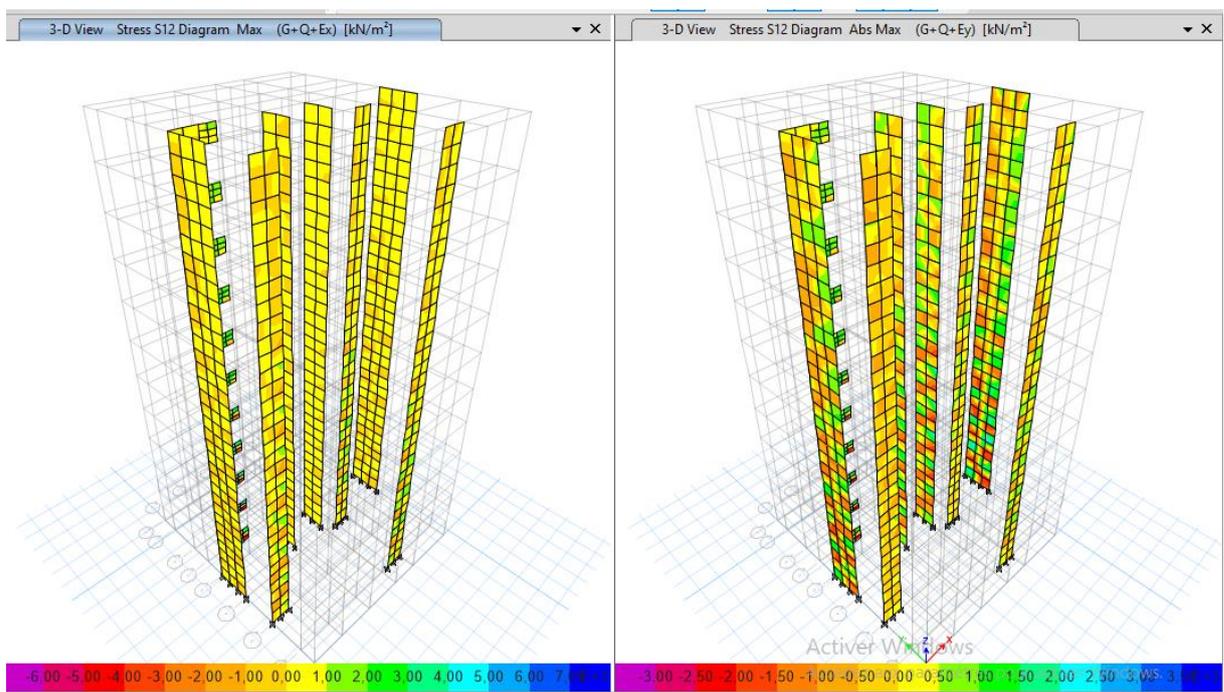


Figure 5.13 : Contraintes  $\delta_{12}$ .

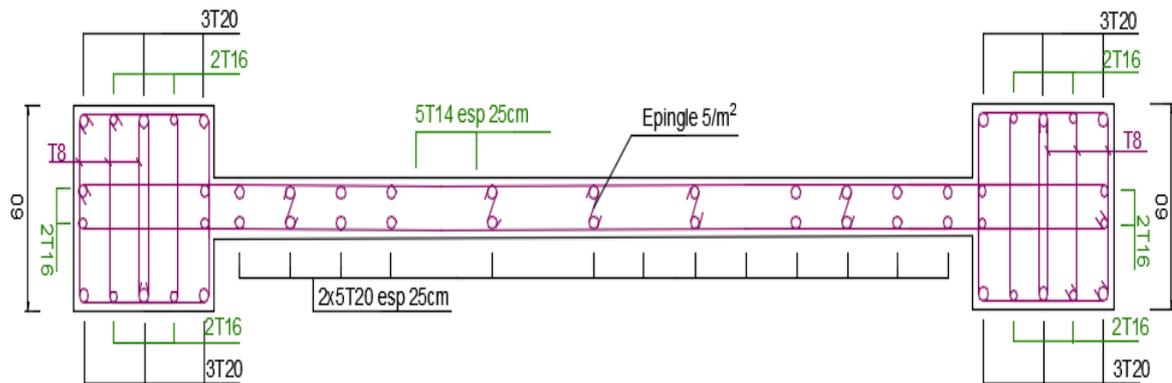


Figure 5.14 : détail de ferrailage du voile (V1, V1') coupe horizontale.

### 5.6. Ferrailage des linteaux :

#### Calcul du linteau du voile 3 :

Conformément au **RPA99/2003**, les linteaux seront calculés sous la combinaison G+Q+E. Les sollicitations maximales du linteau sous cette combinaison sont :

$$M = 1226,7945 \text{ kN.m} ; V = 1218,8273 \text{ kN.}$$

#### Vérification des linteau vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

#### - Calcul des contraintes :

$$\tau_b = \frac{\bar{\tau}}{bd} = \frac{1,4 \times 1,218}{0,18 \times 1,8} = 4,74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa condition vérifiée}$$

Où :

- b= e : épaisseur du voile
- d : hauteur utile = 0.9 l
- l : hauteur de la section transversale du voile

#### Calcul du ferrailage des linteaux :

$$\text{On a : } 4,74 \geq 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

On dispose le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires (selon le **RPA99/2003**).

- **Armatures diagonales :**  $A_D = \frac{v}{2 \times \sin \alpha \times f_e}$

$$\tan \alpha = \frac{h - d'}{L}$$

Avec :

- $h = 1,54$  m : hauteur du linteau;
- $d' = 3$  cm : distance d'enrobage;
- $L = 1$  m : longueur du linteau.

$$\alpha = 43,2^\circ$$

D'où :

$$A_{D \text{ calcul}} = 20,1 \text{ cm}^2$$

- Section minimal (RPA99/2003) :

$$A_{D \text{ min}} = 0,15\% \times b \times h = 4,158 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_D = \text{Max} (A_{D \text{ calcul}} , A_{D \text{ min}}) = 20,1 \text{ cm}^2 = 8 \text{ T20} = 25,13 \text{ cm}^2$$

- **Armatures longitudinales :**

$$A_L = 0,15\% \times b \times h = 4,158 \text{ cm}^2 = 3 \text{ T14} = 4,62 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversale :**

$$0,025 f_{c28} \leq \tau_b \quad \Rightarrow \quad A_t > 0,25\% \times b \times S_t$$

$$S_t < h/4 = 38,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad S_t = 35 \text{ cm}$$

$$A_t > 1,575 \text{ cm}^2 = 2 \text{ T10} = 1,58 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de peau :**

$$A_c = 0,2\% \times b \times h = 5,54 \text{ cm}^2 = 6 \text{ T10} = 6,78 \text{ cm}^2$$

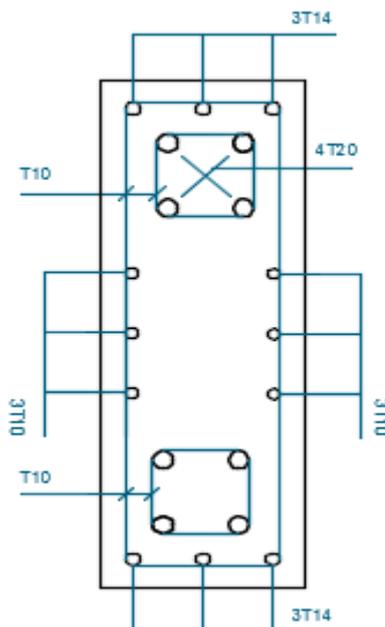


Figure 5.15 :schéma de ferrailage de linteaux.

# CHAPITRE 6 : ETUDE DES FONDATIONS

### 6.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auxquelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

### 6.2 Choix de type de fondation :

Choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol  $\sigma_{sol}$
- La classification du sol.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2.5 bars. **(Selon le rapport de sol).**

### 6.3. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  Avec :

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

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

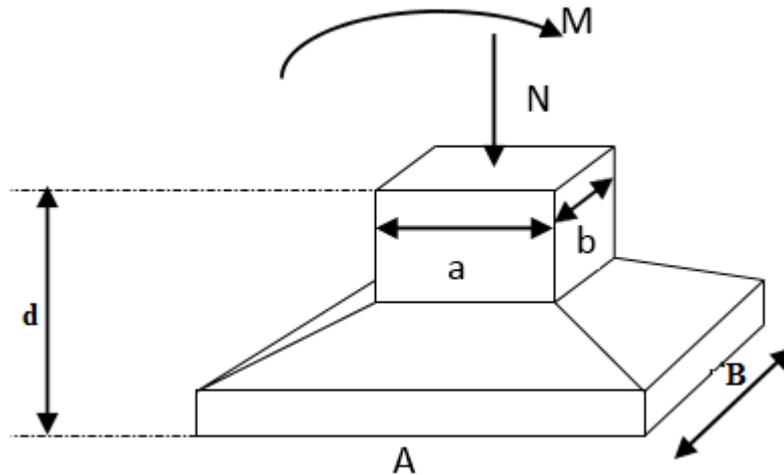
S : Surface de la fondation.

**6.3.1. Semelle isolée:**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$



**Figure 6.1 : semelles isolée sous poteaux**

Avec :

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

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

$N=N_1$  (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 1646,37 \text{ kN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{1646,37}{250} \Rightarrow S = 6,585 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{6,585} = 2,6 \text{ m} \Rightarrow B = 2,6 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Tel que  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

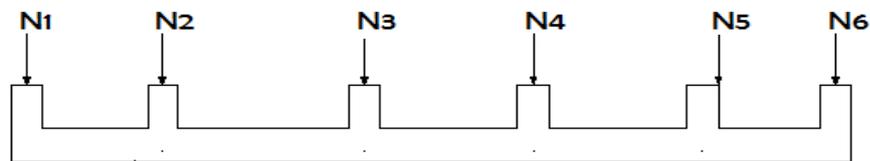
On a :  $L_{\min} = 3 \text{ m} \geq 1,5 \times 3 = 3,9 \text{ m} \dots \dots \text{non vérifié}$

- le calcul est fait pour le deuxième sens la condition n'est pas vérifiée

**-Conclusion :**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

**6.3.2. Semelles filantes :**



**Figure 6.2 : Semelles filantes**

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent 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.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau 6.1 : Sections des semelles filantes**

Files	N(KN)	L(m)	B(m)	B <sup>choisie</sup> (m)	2XB	L <sub>min</sub> (m)	Vérification
1-1	8301,2	15,7	1,6	2,11	4,22	3	Non vérifiée
2-2	6937,29	15,7	3,15	1,78	3,56	3	Non vérifiée
3-3	6649,651	15,7	3,09	1,7	3,4	3	Non vérifiée
4-4	6433,33	15,7	3,48	1,6	3,2	3	Non vérifiée
5-5	4596,07	11	3,46	1,67	3,34	3	Non vérifiée
6-6	4020,037	7,65	1,5	2,1	4,2	3	Non vérifiée

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

- Il faut vérifier que :  $\frac{S(\text{semelles filants})}{S(\text{surface total})} \leq 50\%$

$$\frac{147,318}{243,94} = 60,39\% > 50\% \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 2XB$

Tel que  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux .

On a  $L_{\min} = 3m \geq 2xB = 3.2m \dots \dots \dots$  non vérifiée.

- le calcul est fait pour le deuxième sens la condition n'est pas vérifiée

### **Conclusion :**

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

### **6.3.3. Radier générale**

#### **6.3.3.1. Introduction :**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

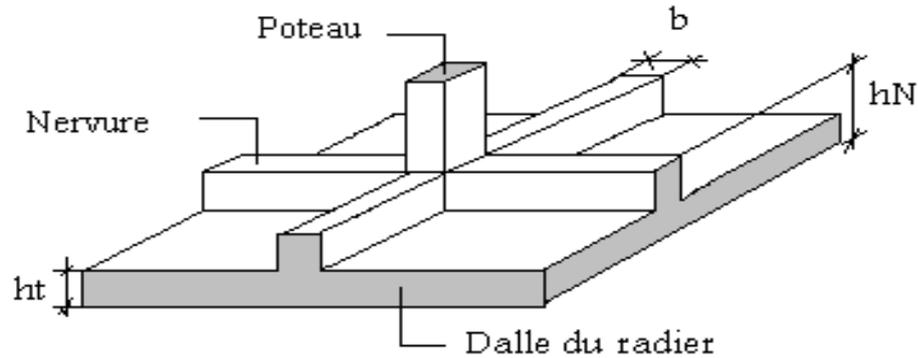


Figure 6.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

### 6.3.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que:  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour:  $\begin{cases} N = 41244,32\text{kN} \\ \sigma_{sol} = 2,5\text{bars} \end{cases}$

$$S_{nec} \geq 164,97 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage  $S_b = 234,94 \text{ m}^2 > S_{nec}$  ( $S_b$ : la surface a calculé par **AUTOCAD**).
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de :  $S_{rad} = 233,5 \text{ m}^2$

### 6.3.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure :

#### 1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

**Avec:**

$L_{max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$L_{\max}=460 \text{ cm} \rightarrow h=23 \text{ cm}$  On prend :  **$h=25 \text{ cm}$** ..

- **Vérification au poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité.

$U_c$ : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a,b: Dimensions du poteau du s/sol (60x60)cm<sup>2</sup>.

h : hauteur de radier.

Avec :  $U_c = 2(A + B)$

$A=a+h=60+25=85 \text{ cm}$

$B=b+h=60+25=85 \text{ cm}$

$$U_c = 340 \text{ cm}$$

$$h_2 \geq \frac{1496,72 \times 10^3}{0,045 \times 3400 \times \frac{25}{1,5}}$$

$$h_2 \geq 586,9 \text{ mm}$$

$h=60 \text{ cm}$

$$h_2 = 60 \text{ cm} > h_1 = 25 \text{ cm}$$

- A fin de vérifier le poinçonnement l'épaisseur de la dalle doit être supérieur a 60 cm ce qui est très couteux donc on va adopter un radier nervuré.

## 2. Nervure :

### a. La largeur des nervures :

- **Condition de coffrage:**

$$B > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

**Donc :**

$b = 60 \text{ cm}$  dans les deux sens (x-x et y-y).

**b. La hauteur de nervure :**• **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15N_1} \frac{L_{max}}{10}$$

On a  $L_{max} = 4,6m$

$\Rightarrow 30,6cm < h_{N1} < 46cm$       On prend :  $h_{N1}=40 cm$ .

• **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante :  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$  Avec:  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier ( $I = \frac{bh^3}{12}$ )

E: Module d'élasticité du béton (E=20000MPa).

b: Largeur de la semelle (b=60 cm).

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[kg/cm^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [kg/cm^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[kg/cm^3]$  → pour un très bon sol.

On aura :

Nous avons un sol de densité moyenne →  $K=4 [kg/cm^3]$ .

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left( \frac{2 \times 4600}{\pi} \right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 76,18cm \Rightarrow h_2 = 80 cm$$

On prend :  $h_n = \text{Max}( h_{N1} ; h_{N2} ) \leftrightarrow h_{N1} = 80 cm$

➤ **Résumé :**

-Epaisseur de la dalle du radier  $h = 25cm$

- Les dimensions de la nervure  $\begin{cases} h_N = 80 cm \\ b = 60 cm \end{cases}$

**6.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier :****Tableau 6.2: caractéristiques géométriques du radier**

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(m)$	$y_G(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$
9,72	7,22	4592,4	5445,2

**a-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.

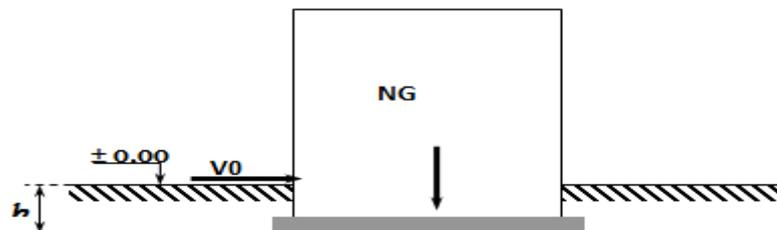
$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : 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. ( $h=3.2m$ )

$M_0, V_0$  sont tirés à partir du fichier **ETABS**.

**Figure 6.4 : Schéma statique du bâtiment.**

- Sens xx :**

$N = N_1$  (structure) +  $N_2$  (poids propre de radier nervuré)

$N_{1ser} = 44244,31 \text{ kN}$ .

$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 0,8 \times 233,5 = 4670 \text{ kN}$

**Donc:**

$N = 48914,31 \text{ kN}$ .

$M_R = 76023,1995 \text{ kN.m}$

$M_S = N \times x_G = 475447,09 \text{ kN.m}$

$$\frac{M_S}{M_R} = 6,3 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Sens yy:**

$$N=48914,31 \text{ kN.}$$

**Donc :**

$$M_R=72275,0533 \text{ kN.m}$$

$$M_s=N \times y_G=353161,32 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 4,88 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **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.

**a-Calcul des contraintes :**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

In-situ et au laboratoire :  $\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$

Les contraintes du sol sont données par :

**1-Sollicitation du premier genre:**

On doit vérifier que :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{44244,31}{233,5} = 189,48 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 189,48 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**2-Sollicitation du second genre:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{max}}{I}$$

Avec :

$\sigma_1$  : Contrainte maximale du sol.

$\sigma_2$  : Contrainte minimale du sol.

- Si  $\sigma_2 > 0$ : la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible  $\sigma_{sol}$  ( $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ ).
- Si  $\sigma_2 = 0$ : la Répartition est triangulaire; La contrainte  $\sigma_1$  ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

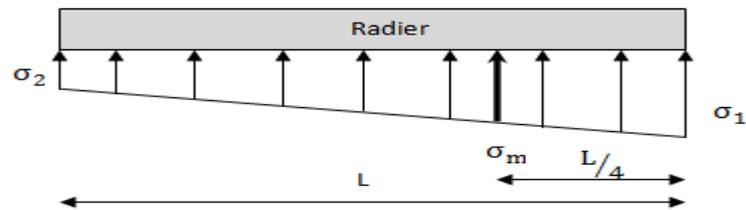


Figure 6.5 : Contraintes sous le radier

Avec :

$$I_{xx} = 4592,4 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 5445,2 \text{ m}^4$$

- **ELU:**

$N_u = N_u \text{ (structure)} + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 47244,41 + 1,35 \times 4670$$

$$N_u = 51914,41 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$(M_x = 64445,733 \text{ KN.m} ; M_y = 4566,34 \text{ KN.m}).$$

Tableau 6.3: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
<b>Sens x-x</b>	319,01	153,7	277,7
<b>Sens y-y</b>	207,7	195,4	278,6
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 332,5$

**-Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS:**

$$N_{ser} = 34529,4 \text{ KN}$$

Tableau 6.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\Sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
<b>Sens x-x</b>	213,4	82,4	180,65
<b>Sens y-y</b>	152,95	142,8	150,41
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 332,5$

**-Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**➤ Détermination les sollicitations les plus défavorables:**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

- **ELU:**  $\sigma_u = 278,6 \text{ kN/m}^2$
- **ELS:**  $\sigma_{\text{ser}} = 180,65 \text{ kN/m}^2$

**6.3.3.5. Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 50cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 150 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

**a-Ferrailage de la table du Radier :****1.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 sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

- Moment en travée: 
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{array} \right.$$
- Moment sur appuis: 
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appuis)} \end{array} \right.$$

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée: 
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75M_x \quad ; \quad M_{ty} = 0,75M_y \end{array} \right.$$
- Moment sur appuis: 
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \end{array} \right.$$

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:  $M_a=0,5M_0$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

### 2.Valeur de la pression sous radier :

- ELU :  $q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 278,6\text{kN/m}$
- ELS :  $q_{\text{ser}} = \sigma_m^{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 180,65\text{kN/m}$

### 3.Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$\nu$ : Coefficient de poisson  $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

### 3.1.Moment en travée et sur appuis à l'ELU ( $\nu=0$ ) :

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec :  $L_x = 3,15\text{m}$  ;  $L_y = 4,6\text{m}$

Alors :  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{315}{460} = 0,68 \leq 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau 6.5: Calcul des moments à l'ELU.**

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
3,15	4,6	0,68	0,0710	0,4034	278,6	196,27	166,83	79,176	67,299	98,135

**Tableau 6.6: Calcul des moments à l'ELS.**

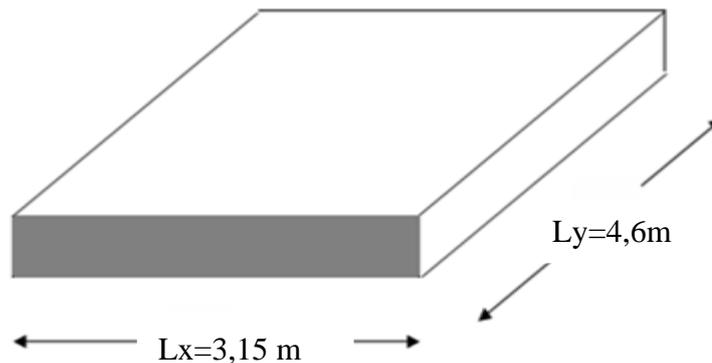
$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_s$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
3,15	4,6	0,68	0,0767	0,5584	180,65	137,48	116,858	76,77	65,25	68,74

**4. Calcul de 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 suivant

$f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$  ;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;  $h = 25\text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 22,5\text{ cm}$ , fissuration non préjudiciable.



**Figure 6.6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité**

**Tableau 6.7: Ferrailage des panneaux du radier.**

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t$
Travée	x-x	166,83	0,233	0,336	19,48	24,61	8T20	25,12	15
	y-y	67,299	0,094	0,124	21,38	9,045	5T16	10,05	25
Appui	x-x	98,135	0,137	0,184	20,84	13,53	5T20	15,7	25
	y-y	98,135	0,137	0,184	20,84	13,53	5T20	15,7	25

**-Espacement:**

$$\text{Esp} \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(75\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

❖ **En travée :**• **Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend  $S_t = 15\text{ cm}$ .

• **Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend  $S_t = 25\text{cm}$

❖ **Aux Appuis :**

❖  $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm}$

On prend  $S_t=25$  cm.

### 5. Vérifications nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,72\text{cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

### -Vérification des contraintes à l'ELS :

**Tableau 6.8 : Vérification des contraintes (radier).**

	Sens	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_s (\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s (\text{MPa})$	Vérification
Travée	x-x	116,858	25,12	12,4	15	241,8	201,63	Non vérifiée
	y-y	65,25	10,05	9,4	15	321,2	201,63	Non vérifiée
Appui	x-x	68,74	15,7	8,48	15	221,5	201,63	Non vérifiée
	y-y	68,74	15,7	8,48	15	221,5	201,63	Non vérifiée

- **Remarque :** nous choisissons un autre ferrailage .

**Tableau 6.9: Ferrailage des panneaux du radier.**

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t$
Travée	x-x	166,83	0,233	0,336	19,48	24,61	10T20	31.4	10
	y-y	67,299	0,094	0,124	21,38	9,045	10T20	31.4	10
Appui	x-x	98,135	0,137	0,184	20,84	13,53	10T20	31.4	10
	y-y	98,135	0,137	0,184	20,84	13,53	10T20	31.4	10

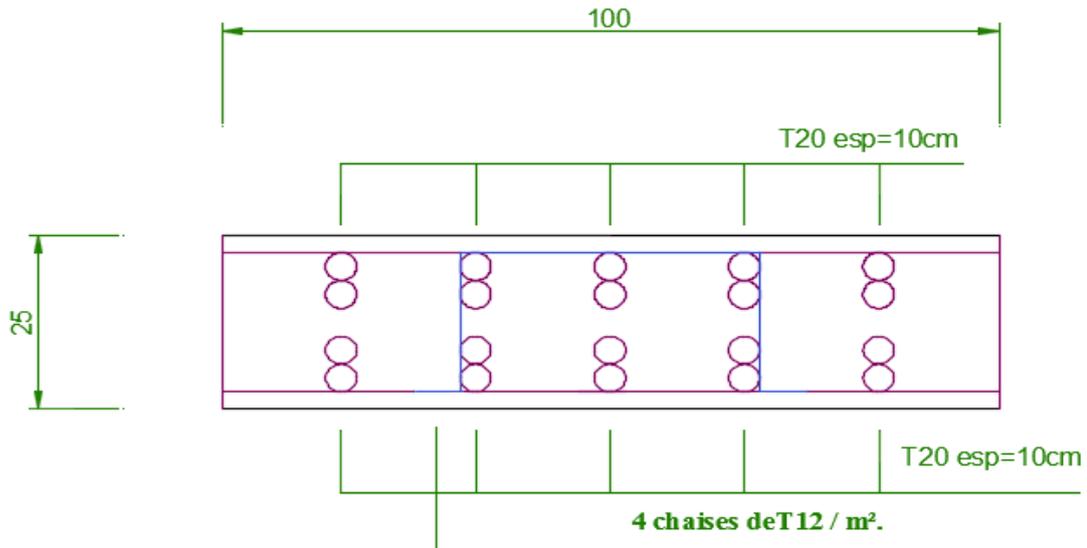
### -Vérification des contraintes à l'ELS :

**Tableau 6.10 : Vérification des contraintes (radier).**

	Sens	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc} (\text{MPa})$	$\sigma_s (\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s (\text{MPa})$	Vérification
Travée	x-x	116,858	31,4	11,6	15	196,2	201,63	vérifiée
	y-y	65,25	31.4	6,5	15	109,5	201,63	vérifiée
Appui	x-x	68,74	31.4	6,84	15	115.4	201,63	vérifiée
	y-y	68,74	31.4	6,84	15	115.4	201,63	vérifiée

**Remarque :**

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées **CHAISES** donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m<sup>2</sup>**.



**Figure 6.7: Ferrailage de la Dalle du Radier.**

**b-Ferrailage des Nervures :****1-Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,5M_0$$

**2-Calcul des armatures longitudinales :**

$$b = 60\text{cm} ; h=80\text{cm} ; d=72\text{cm} .$$

**-Sens porteur (x-x) :**

$$L = 4,6\text{m} ; q_u=278,6\text{kN/ml} .$$

$$M_0 = 736,9\text{KN/ml}$$

**Tableau 6.11 : Ferrailage des nervures sens (x-x).**

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	626,36	0,171	0,236	65,20	27,6	12T20	37,68
Appuis	368,45	0,100	0,132	68,19	15,52	4T20+6T16	24,62

**-Sens non porteur (y-y) :**

$$L = 3,15\text{m}; q_u=278,6\text{kN/ml}$$

$$M_0 = 345,6\text{KN/ml}$$

**Tableau 6.12 : Ferrailage des nervures sens (y-y).**

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	293,8	0,080	0,104	69	12,23	4T16+4T20	20,6
Appuis	172,8	0,0047	0,060	70,27	7,066	8T14	12,32

**3-Vérifications nécessaires :****Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,347 \text{ cm}^2$$

**-Vérification des contraintes à l'ELS:**

Nous avons :  $q_{ser}=180,65\text{KN/ml}$

**Tableau 6.13: Vérification des contraintes (Nervure).**

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Vérification
Travée	x-x	406,14	36,05	8,59	15	174,4	201,63	verifier
	y-y	190,45	20,6	4,91	15	144,7	201,63	verifier
Appui	x-x	238,9	24,62	4,51	15	150,6	201,63	verifier
	y-y	112,03	12,32	2,85	15	137,8	201,63	verifier

**-Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{278,6 \times 4,6}{2} = 640,78 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{640,78 \times 10^3}{600 \times 720} = 1,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**➤ Armatures transversales :**

- **BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de repris de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 1,779 \text{ MPa}$$

- **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12 \varphi_1 \right) = 16,8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right) = 1,4 \text{ cm}$$

$$f_c = 400 \text{ MPa}; \tau_u = 1,779 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; b = 60 \text{ cm}; d = 72 \text{ cm}$$

On trouve :

- $S_t = 16,8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

- $S_t = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 2,52 \text{ cm}^2$$

**On prend : 6T10=4,71 cm<sup>2</sup>**

**➤ Armatures de peau :**

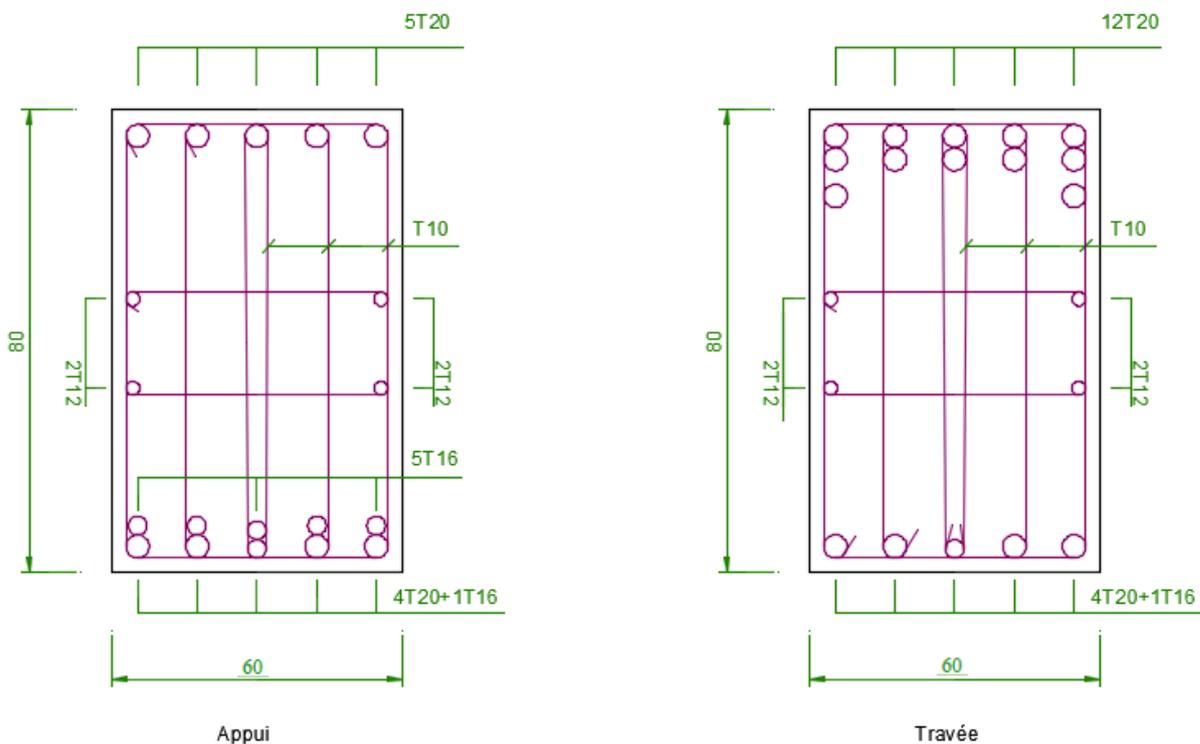
Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

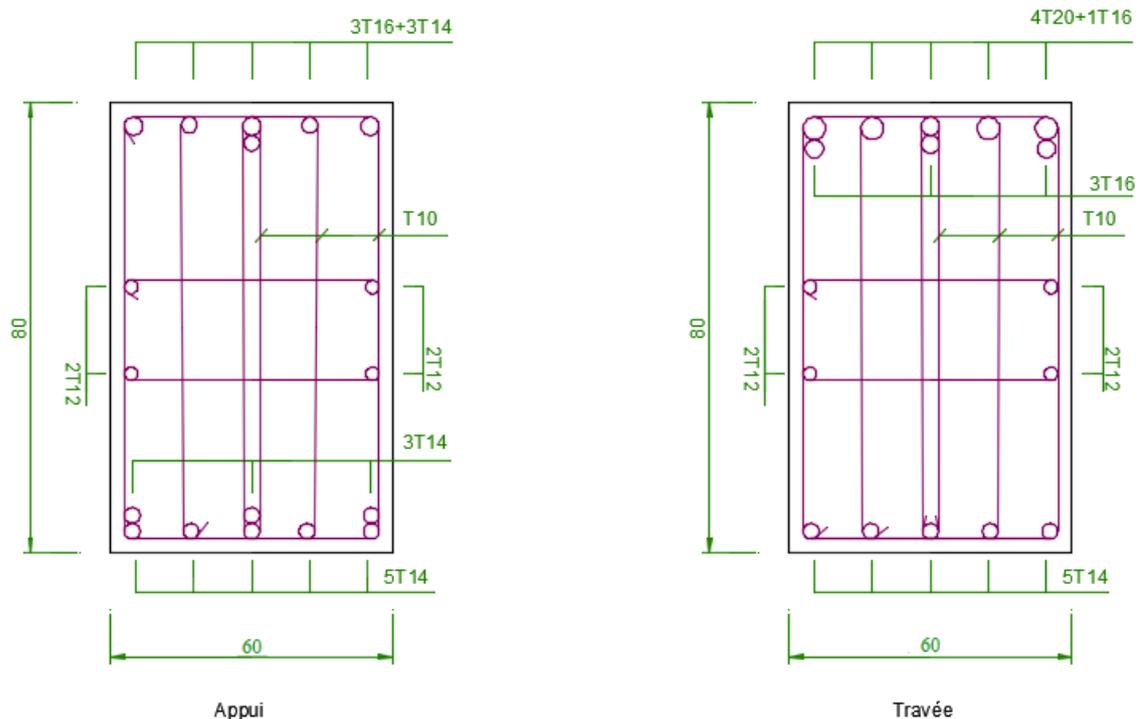
Leur section est au moins  $3\text{cm}^2/\text{ml}$  pour mettre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ( $h=80\text{ cm}$ ).

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 0,8 = 2,4\text{ cm}^2$$

On adopte : **4T12 = 4,52 cm<sup>2</sup>**.



**Figure 6.8: Ferrailage des nervures du sens porteur.**



**Figure 6.9: Ferrailage des nervures du sens non porteur.**

#### 6.4. Etude du voile périphérique :

##### 6.4.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

##### 6.4.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement 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.

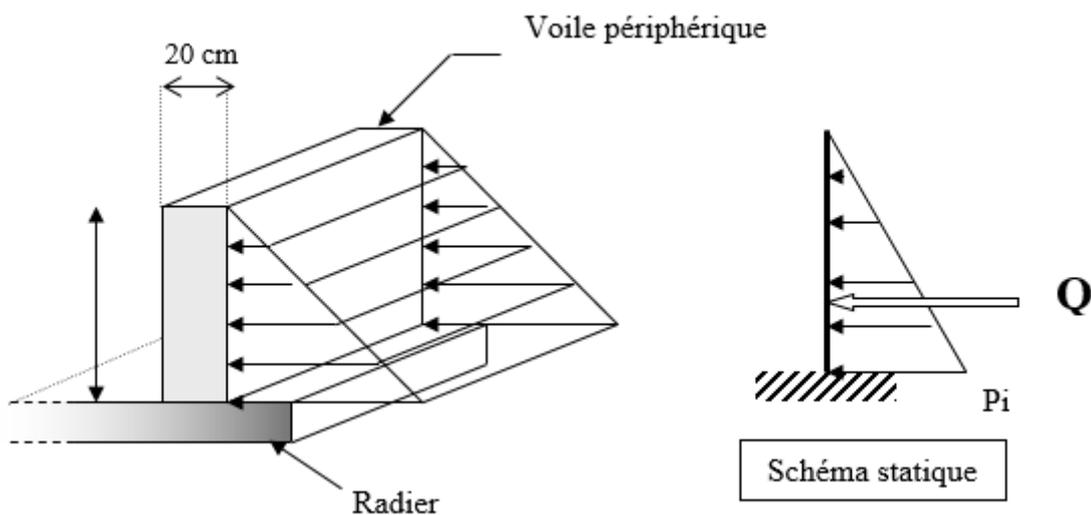
- ♦ La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :  $B=20$  cm (Section du voile).

### 6.4.3. 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.

$L_x=3,15$ m ;  $L_y=4,6$ m ;  $e=20$ cm



**Figure 6.10: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité**

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

**BAEL91 modifié 99**, la charge de poussées des terres est donnée par

$$Q = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H$$

Avec :

Q = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$k_0$  = Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne .

$\gamma_h$  = Poids spécifique des terres ( $\gamma_h=21,4\text{kN/m}^3$ ).

$\phi$  : Angle de frottement interne du remblai =  $40,6^\circ$ .

H ; hauteur de voile (H=2,2m)

$$\phi = 40,6^\circ \Rightarrow K_0 = f(\phi) = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,2116$$

Donc  $Q = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 9.96 \text{ kN/ml} \Rightarrow P_u = 1.35Q = 13,45\text{kN/ml}$

### 1. Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.68 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,0710 ; \mu_y=0,4034$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 9,475\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3,82 \text{ kNm}$$

#### • Moment en travée :

$$M_{tx}=0,85M_x=8,05\text{kNm}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=3,25\text{kNm}$$

#### • Moment sur appuis :

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=4,73\text{kNm}$$

### 2-Calcul du Ferrailage :

b=100cm ; h=20cm ; d=18cm ;  $\sigma_{bc}=15\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.14 : Ferrailage du Voile Périphérique.**

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t$
Travée	x-x	8,05	0,0175	0,022	17,84	1,29	2,17	4T10	3,16	15
	y-y	3,25	0,0071	0,019	17,86	0,52	2,17	4T10	3,16	15
Appui	x-x	4,73	0,010	0,0125	17,91	0,76	2,17	4T10	3,16	25
	y-y	4,73	0,010	0,0125	17,91	0,76	2,17	4T10	3,16	25

### Condition de Non Fragilité :

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$$

### Condition exigées par le RPA99/version 2003 :

Le **RPA99** préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2,0 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### **1-Vérification de l'Effort Tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d_{uc28}}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 17,88 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 14,12 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max(T_x; T_y)} = 17,88 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{17,88 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,099 \text{ MPa} < 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

### **2-Vérification à l'ELS :**

#### **a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,68 > 0,4 \Rightarrow Q_{\text{ser}} = 9,96 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0767$$

$$\mu_y = 0,5584$$

$$M_x = \mu_x Q_{\text{ser}} L_x^2 = 7,58 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4,23 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 6,443 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 3,59 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 3,79 \text{ kN}$$

#### **b. Vérification des contraintes:**

Il faut vérifier que:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 6.15 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	6,443	3,16	2,09	15	121,6	201.63	vérifiée
	y-y	3,59	3,16	1,16	15	67,7	201.63	vérifiée
Appui	x-x	3,79	3,16	1.08	15	56,8	201.63	vérifiée
	y-y	3,79	3,16	1.08	15	56,8	201.63	vérifiée

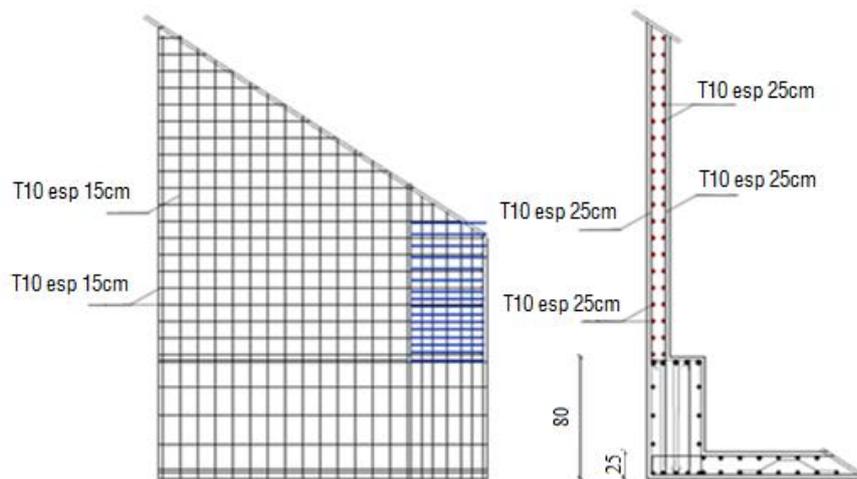


Figure 6.11 : Ferrailage du Voile Périphérique.

**CHAPITRE 7 : CALCUL  
DEVIS QUANTITATIF  
ESTIMATIFS**

**7-1-Introduction :**

Le cout de le construction d'un bâtiment varie grandement en fonction de la taille et du type de bâtiment, de l'emplacement de la construction et du terrain, des matériaux utilisés, etc...

Le détail quantitatif estimatif est un des documents pouvant figurer parmi ceux constituant un appel d'offres dans un marché public. Le commanditaire y donne la liste des travaux et fournitures demandés dans l'appel d'offre, leur quantité et leur unité (m, m<sup>2</sup>,m<sup>3</sup>...). Le soumissionnaire complète en indiquant le prix les rémunérant. Les prix unitaires sont annexés dans le bordeaux des prix unitaires (**B.P.U**).

**7-2-Prix du Béton armé d'un bâtiment (prix/m<sup>3</sup>) :**

Dans notre cas on a calculé seulement les prix pour le Béton armé dosé à 350Kg /m<sup>3</sup> de ciment type **C.B.A**. nous avons pris le prix moyen 55000DA/m<sup>3</sup> pour tous les éléments de structure .

Pour le besoin d'acier nous avons pris une moyenne de 150Kg/m<sup>3</sup> sans calculé le besoin avec détails .

- **Le prix total des poteaux :**

**Tableau.7.1 : Prix total des poteaux.**

Niveau	Section (cm)	Hauteur (m)	Nombre des poteaux	Volume (m <sup>3</sup> )	Besoin d'acier (Kg)	Montant Béton (DA)
S Sol	60x60	1,85	32	21,312	3196,8	1 172 160,00
RDC	60x60	3 ,39	32	39,0528	5857,92	2 147 904,00
1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	55x55	2,88	62	54,01	8101,5	2 970 550,00
3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup>	50x50	2,88	62	44,64	6696	2 455 200,00
5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	45x45	2,88	62	36,16	5424	1 988 800,00
7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	40x40	2,88	62	28,57	4285,5	1 571 350,00
9 <sup>ème</sup> 10 <sup>ème</sup>	35x35	2,88	62	21,87	3280,5	1 202 850,00
<b>Total = 13 508 814,00 DA</b>						

- **Le prix total des poutres :**

**Tableau.7.2: Prix total des poutres.**

	Section (cm)	Volume (m <sup>3</sup> )	Besoin d'acier (Kg)	Montant Béton (DA)
Poutre porteuse	30x35	94,71	14206,5	5 209 050,00
Poutre non porteuse	30x35	87,906	13185,9	4 834 830,00
<b>Total = 10 043 880,00 DA</b>				

- **Le prix total des planchers en dalle pleine :**

**Tableau.7.3 : Prix total de plancher en dalle pleine.**

	épaisseur (cm)	Volume (m <sup>3</sup> )	Besoin d'acier (Kg)	Montant Béton (DA)
Plancher en dalle pleine	15	109,707	16456,057	6 033 885,00
<b>Total = 6 033 885,00DA</b>				

- **Le prix total des planchers en corps creux ( dalle de compression ) :**

**Tableau.7.4 : Prix total de plancher en corps creux (dalle de compression).**

	épaisseur (cm)	Volume (m <sup>3</sup> )	Besoin d'acier (Kg)	Montant Béton (DA)
Plancher en corps creux	4	485,6312	72844,68	26 709 716,00
<b>Total = 26 709 716,00 DA</b>				

- **Le prix total des voiles de contreventement et voiles périphériques :**

**Tableau.7.5 : prix total des voiles de contreventement et voiles périphériques.**

	épaisseur (cm)	Volume (m <sup>3</sup> )	Besoin d'acier (Kg)	Montant Béton (DA)
Voile de contreventement	18	91,936	13790,4	5 056 480,00
Voile périphériques	20	24,5	3675	1 347 500,00
<b>Total = 6 403 980,00 DA</b>				

- **Le prix total de Radier générale :**

**Tableau.7.6 : Le prix total de Radier générale.**

	Surface (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Besoin d'acier (Kg)	Montant Béton (DA)
Radier générale	243,94	125,78	18867	6 917 900,00
<b>Total = 6 917 900,00 DA</b>				

- **Le prix total d'escaliers :**

**Tableau.7.7 : Le prix total d'escaliers.**

	Volume (m <sup>3</sup> )	Besoin d'acier (Kg)	Montant Béton (DA)
L'escalier	27,3	9147	1 501 500,00
<b>Total = 1 501 500,00 DA</b>			

**Le totale du projet en béton armé (gros œuvre) :**

Total général en (DA) ..... **65 356 093,00 DA .**

# CONCLUSION GENERALE

## Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation, de les approfondir en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents (**ETABS (version 20.0.0)**, **SOCOTEC**), et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Cela nous a permis d'aboutir certaines conclusions qui sont :

- Nous avons constaté que le prédimensionnement n'est qu'une étape ( malgré qu'elle est obligatoire ), qui est revue après les différentes vérifications ( effort normal réduites, raideur et étude dynamique).
- Nous avons constaté dans notre projet que les moments en travée et sur appui dans nos poutres porteuses et non porteuses sont très proches ce qui est dû probablement à des portées très proches.
- Concernant les fondations nous avons opté pour un radier général, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix de semelles isolées ou filantes.

## Références bibliographiques

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

### ➤ Règlements :

- [1] :**BAEL91 modifié** : béton armé aux états limites.
- [2] :**RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne
- [3] :**CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme
- [4] : **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges)
- [5] :**D.T.U " EUROCODE 2"**.

### ➤ Logiciels :

- ETABS 20 .....Analyse des structures
- AUTOCAD 2016.....Dessin, calcul surface de bâtiment
- EXCEL 2016.....Calcul.
- WORD 2016.....Traitement du texte.
- SOCOTEC ... (calcul de ferrailage des sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple, vérification a l'Els , vérification de la flèche).

---

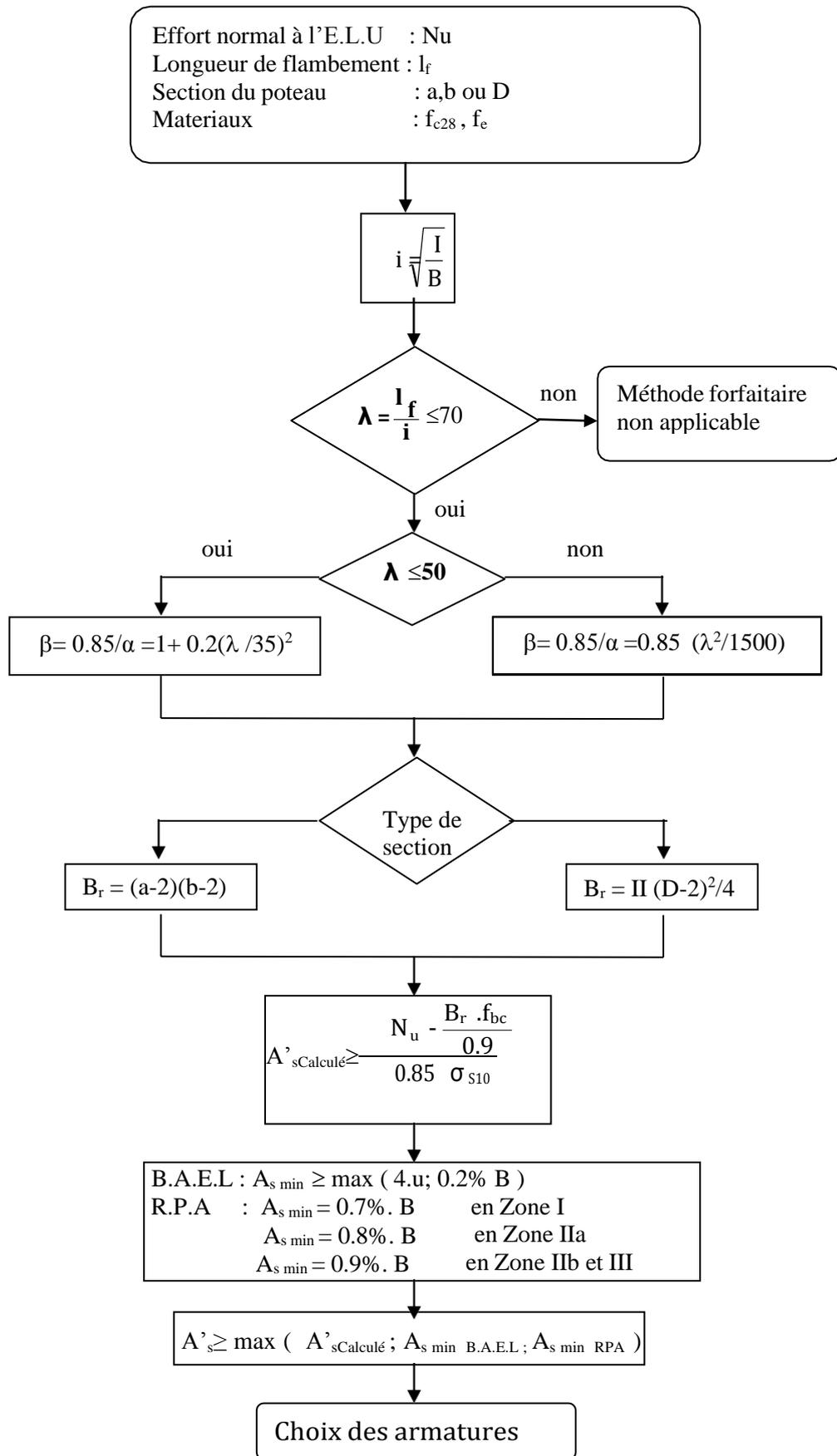
# ANNEXE

**Tableau des sections des barres indépendantes**

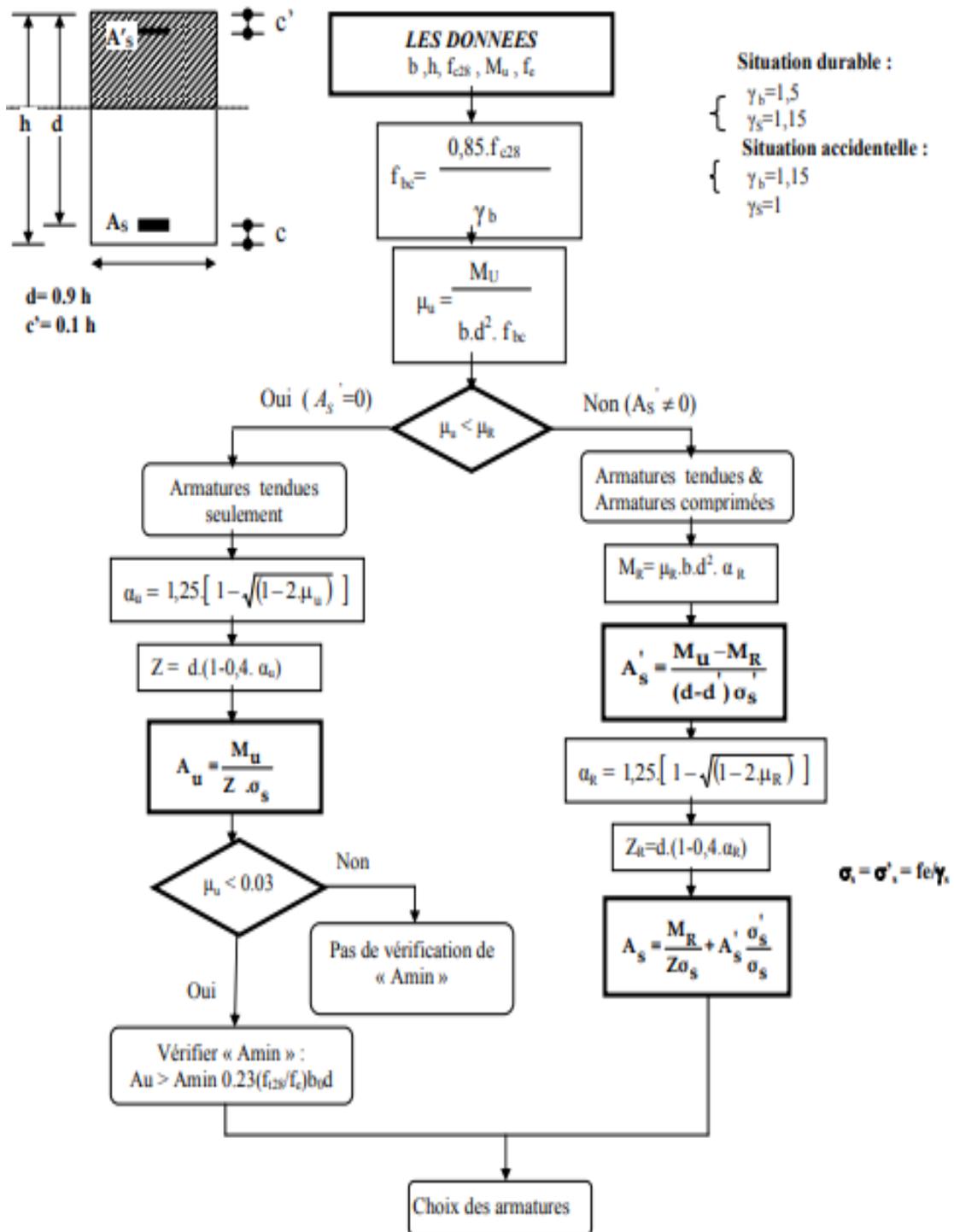
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
HA 6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
HA 8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
HA 10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
HA 12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
HA 14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
HA 16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
HA 20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
HA 25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
HA 32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
HA 40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10

---

## Ferrailage poteau à l'état limite ultime à la compression simple



## SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU( FLEXION SIMPLE)



---

---

---

---