

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITÉ DE BLIDA 1**



**Faculté de Technologie**

Département de Génie Civil

**MEMOIRE DE MASTER**

**Spécialité : Structure Et Matériaux**

**Thème**

Étude d'un bâtiment irrégulier (R+8+sous-sol) a usage multiple contreventé  
par des voiles et portiques en béton armé

**Encadré par :**

- Promotrice: Mme BENTELEMSEN Nadia
- Co promotrice : Mme MEGUENNI Karima

**réalisé Par :**

- BADREDDINNE Ahmed
- DEBBAH Maroua

Blida, juin 2024

### ملخص:

هذا المشروع يتعلق بتحليل مبنى متعدد الاستخدامات من الخرسانة المسلحة، يقع في ولاية البليدة، والمصنفة ضمن

### المنطقة III.

وفقا للائحة المباني المقاومة لزلزال الجزائرية. يتكون المبنى من ثمانية وطابق سفلي، يتميز بشكل غير منتظم. يعتمد تحمله الهيكلي على نظام مقاوم يجمع بين الاطارات والجدران الخرسانية. تم تصميم المبنى وفقا لمعايير البناء السارية

في الجزائر مثل: **RPA99/version2003, CBA93 et BAEL91**

اجراء التحليل الديناميكي باستخدام **ETABS18.1.1** تم تنفيذ تسليح العناصر الحاملة مثل الأعمدة والكمرات برنامج **SOCOTEC** بينما يتم تسليح الجدران يدويا . ادت الدراسة الى تصميم بلاطة الاساس عامة بسبب الاحمال الكبيرة المنقولة الى التربة الحاملة.

**Résumé :**

Ce projet concerne l'analyse d'un bâtiment en béton armé à usage multiple, situé dans la Wilaya de Blida, classée en **zone III** selon le règlement parasismique Algérien. Le bâtiment, comprenant 8 étages et un sous-sol, présente une forme irrégulière. Sa résistance structurelle repose sur un système de contreventement combinant portiques et voiles. La conception respecte les normes de construction en Algérie telles que **RPA99/version2003**, **CBA93** et **BAEL91**. L'analyse dynamique a été réalisée avec le logiciel **ETABS18.1.1**. Le ferrailage des éléments porteurs comme les poteaux et les poutres a été effectué avec le logiciel **SOCOTEC**, tandis que celui des voiles a été fait manuellement. L'étude a conduit à la conception d'un radier général en raison des charges importantes transmises au sol d'assise.

**Abstract :**

This project concerns the analysis of a multipurpose reinforced concrete building located in the Wilaya of Blida, classified as **zone III** according to the Algerian seismic regulations. The building, consisting of ten floors and a basement, has an irregular shape. Its structural resistance is based on a bracing system combining frames and shear walls. The design complies with construction standards in Algeria such as **RPA99/version2003**, **CBA93** and **BAEL91**. The dynamic analysis was performed using the **ETABS18.1.1** software. The reinforcement of the load-bearing elements such as columns and beams was carried out using the **SOCOTEC** software, while that of the walls was done manually. The study led to the design of a general raft foundation due to the significant loads transmitted to the beari.

## **REMERCIEMENTS**

Chaque grâce dans ce monde provient du Tout-Puissant Créateur. Nous exprimons notre gratitude à Allah, pour nous avoir donné la santé, la volonté et la force nécessaires pour entreprendre et mener à bien ce mémoire.

Avant tout, ce travail n'aurait pas pu être aussi enrichissant et aboutir sans l'aide et l'encadrement de **Mme BENTLEMSAN Nadia**. Nous la remercions sincèrement pour la qualité exceptionnelle de son suivi, sa patience, sa rigueur et sa disponibilité tout au long de la préparation de ce mémoire.

Nous exprimons notre gratitude envers les membres du jury, ainsi qu'au président (e) qui a accepté l'honneur de présider le jury de ce mémoire. Nous remercions également l'examineur (rice) d'avoir accepté d'évaluer ce modeste travail.

Sans oublier bien sûr nos parents, qui nous ont soutenus par leurs prières et leurs encouragements, le long de notre parcours. Et nous tenons à remercier l'ingénieur **MOKRETARI Khalida** pour tous ses efforts et son travail acharnée avec nous.

Nos remerciements s'adressent également à **Mme MEGUENNI**, et tous les enseignants de département de Génie Civil de l'université de **SAAD DAHLEB**.

Enfin, nous tenons à exprimer notre reconnaissance envers nos familles et nos amis pour leur soutien et leur assistance. Même si tous ne sont pas cités dans cette liste restreinte, ils demeurent présents dans nos pensées et nos remerciements leur sont sincèrement adressés.

## **Dédicace**

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail.

Je le dédie à :

Ma très chère mère, qui a toujours été présente pour moi, dans les Moments les plus difficiles et qui sans cesse veille sur moi avec ses Prières, pour ses grands sacrifices et tout L'amour qu'elle me porte.

Mon très cher père, pour tous ses conseils et pour toute la confiance Qu'il a mise en moi et pour son dévouement pour mon bonheur.  
Que dieu me le garde.

A Mes chers sœurs et frères, on particulièrement Chaima

A Toute la famille : Badreddin

A Tous mes amis(es) et collègues

A DEBBAH Meroua mon binome

et Tous mes enseignants

A tous mes amis de promos M2 génie civil.

**BADREDDIN Ahmed**

## **Dédicace**

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail.

Je le dédie à :

Ma très chère mère, qui a toujours été présente pour moi, dans les Moments les plus difficiles et qui sans cesse veille sur moi avec ses Prières, pour ses grands sacrifices et tout

L'amour qu'elle me porte.

Mon très cher père, pour tous ses conseils et pour toute la confiance qu'il a mise en moi et pour son dévouement pour mon bonheur.

Que dieu me le garde.

A mes chères sœurs et mon frère

A Toute la famille : DEBBAH

A mes meilleures amies : Khalida ,Kawther, Ghania, Leila

A Badreddin Ahmed mon binome

Et Tous mes enseignants

**DEBBAH Meroua**

# SOMMAIRE

ملخص

Résumé

Abstract

REMERCIEMENTS

Dedicace

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE ..... Error! Bookmark not defined.

## **Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux**

I.1 Introduction : .....	3
I.2 Présentation de l'ouvrage : .....	3
I.2.1 Situation et implantation de l'ouvrage : .....	3
I.2.2 Caractéristiques d'ouvrages : .....	4
I.2.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage : .....	5
I.2.4 Type de structure : .....	6
I.3 Données du site : .....	8
I.4 Caractéristiques des matériaux : .....	8
I.4.1 Béton : .....	8
I.4.2 Aciers: .....	12
I.4.3 Hypothèses de calcul aux états limites : .....	14

## **Prédimensionnements des éléments structuraux**

II.1 Introduction : .....	17
II.2 Pré dimensionnement des planchers : .....	17
II.2.1 Plancher à corps creux : .....	17
II.2.2 Plancher à Dalle Pleine : .....	18
II.3 Balcons : .....	19
II.4 Pré dimensionnement des poutres : .....	19

II.4.1 Poutres principales :	20
II.4.2 Poutre secondaire :	21
II.5 Les Voiles :	22
II.6 Acrotère :	23
II.7 Pré-dimensionnement des poteaux :	23
II.7.1 Evaluation des charges et des surcharges de Plancher :	25
II-2-Surcharge d'exploitation :	26
II.2.1 Loi de dégression :	26

### **Etude les éléments secondaires**

III-1 Introduction :	38
III.2-Les escaliers :	38
III-2-1 Définition les éléments d'un escalier :	38
III.2.2 Determination nombre de marches :	39
III.2.3 Evaluation des charges :	42
III.2.4 Calcul de ferrailage à l'ELU:	43
III.3 Balcon :	48
III.3.1 Définition :	52
III.3.2 Ferrailage d'un balcon :	53
III.5 L'acrotère :	55
III.2.1 Introduction :	55
III.2.2 Evaluation des charges appliquées sur l'acrotère :	58
III.2.3Calcul des efforts :	59
III.2.4 Ferrailage del'acrotère :	56
<input type="checkbox"/> Condition de non fragilité:	58
Espacement:	58
<input type="checkbox"/> Armatures de reparations:	58
III.5.1.1 VérificationaELU:	58
<input type="checkbox"/> Vérification des armatures transversale:	58
<input type="checkbox"/> Etatlimited'ouvragedesfissure:	60

III.6. Les planchers :	61
III.6.1 Introduction :	61
III.6.2 Plancher a corps creux :	61
III.6.3 Calcul de ferrailage :	67
1-Vérifications à l'ELS:	69
1-a Vérification des contraintes des armatures:	69
<input type="checkbox"/> Schéma ferrailage de la dalle de compression:	71
III.6.4 Plancher en dalle pleine:	71
Ferrailage de la dalle :	73
<input type="checkbox"/> Vérification des diamètres des barres:	74
III.6.4.1 Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié 99:	74
<input type="checkbox"/> Vérification des contraintes des armatures:	75
<input type="checkbox"/> Vérification des contraintes du béton:	75

### **Etude dynamique et sismique**

IV.1 INTRODUCTION:	78
IV.2 Etude dynamique :	78
IV.3 Modélisation de rigidité :	78
IV.3.1 Modélisation des Poutres et des Poteaux :	78
IV.3.2 Disposition des Éléments :	78
IV.3.3 Modélisation des Voiles :	79
IV.3.4 Contraintes de Diaphragme aux Planchers :	79
IV.3.5 Conditions aux Limites à la Base :	79
IV.3.6 Modélisation de la masse :	79
IV.4 Généralité sur le logiciel ETABS-18.1.1 :	80
IV.4.1 Choix de la méthode de calcul :	80
IV-4 Vérification de l'effet P-Delta :	98
IV.5 Conclusion :	99

### **Ferrailage des éléments résistants**

V.1. Introduction :	101
---------------------	-----

V.2.Ferraillage des poteaux : .....	101
V.2.1 Combinaison d'action : .....	102
V.2.2 Méthode de calcul : .....	103
V.2.3 Choix des armatures : .....	105
V.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service : .....	105
V.2.5 Vérification de l'effort Tranchant : .....	106
V.2.6 Ferraillage transversal des poteaux : .....	108
V.2.7 Longueur de recouvrement : .....	110
V.2.8 Ferraillage des poteaux de sous-sol : .....	110
V.2.9 Schéma de ferraillage des poteaux : .....	112
V.3 Ferraillage des poutres : .....	113
V.3.1 Introduction : .....	113
V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 : .....	113
V.3.3 Calcul de ferraillage : .....	114
V.3.4 Choix des armatures : .....	114
V.3.5 Vérification vis à vis de l'ELS : .....	115
V.3.7 Vérification thermique : .....	116
V.3.13 Schéma de ferraillage des poutre : .....	120
V.4 Ferraillages des voiles : .....	121
V.4.1 Introduction : .....	121
V.4.2 Sollicitations de calcul : .....	125
V.4.3 Calcul de ferraillage : .....	126
Schéma de ferraillage des voiles : (pour le RDC) .....	132
<b>Etude des fondations</b>	
VI.1. Introduction : .....	135
VI.2. Critères de choix du type des fondations : .....	135
VI.3. Choix du type des fondations : .....	135
VI.3.1. Semelles isolées : .....	135
VI.3.2. Semelles filantes : .....	136

VI.3.3. Radier général : .....	137
VI.4.1. Caractéristiques géométriques du radier : .....	141
VI.4.2. Vérifications Nécessaires : .....	141
VI.4.3. Ferrailage du radier : .....	145
VI.5. Voile périphérique : .....	152
VI.5.1. Introduction : .....	152
VI.5.2. Pré dimensionnement : .....	153
VI.4.3. Evaluation des charges : .....	153
VI.4.5. Ferrailage du voile périphérique : .....	155
CONCLUSION : .....	159
REFERENCES : .....	

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Façade principale .....	1
Figure I.2 : Principe laterale.....	1
Figure I.3 : Plan de masse de bâtiment.....	1
Figure I.4 : Les dimensions en plan.....	1
Figure I.5: Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.....	11
Figure I.6: Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.....	12
Figure I.7: Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU.....	13
Figure II. 1 : Schéma Plancher à corps creux.....	1
Figure II. 2 : Schéma du plancher à dallepleine.....	1
Figure II.3: Coupe de voile en élévation .....	1
Figure II. 4: Coupe de voile en plan .....	1
Figure II.5 : Dimensions de l'acrotère.....	1
Figure II.6 : les poteaux plus sollicités dans le plan .....	1
Figure II.7 : surface d'influence de poteau central.....	1
Figure II. 8: surface d'influence de poteau de rive .....	1
Figure II. 9: surface d'influence de poteau d'angle .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure III.1 : Les éléments d'un escalier .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure III.2 :Schéma statique de l'escalier étage 2 ,...8.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure III.3 : Schéma statique de l'escalier RDC +1 .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure III.4 : Schéma de chargement de l'escalier à l'ELU. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure III.5: Ferrailage de l'escalier RDC+1.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure III.6: Ferrailage de l'escalier 2em..8em étage.....	53
Figure III.7: schéma statique de balcon.....	56
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de balcon.....	58
Figure III.9.:section del'acrotère.....	57
Figure III.10 : Schéma poutrelles .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>

FigureIII.11 : schéma statique de la poutrelle .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
FigureIII.12:ferraillage des poutrelles. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
FigureIII.13:Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
FigureIII.14:schéma de dalle pleine.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure III.15: Dimensions de la dalle rectangulaire.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure III.16 : Section de la dalle pleine à ferrailer. ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.1 : représentation graphique Spectre de réponse.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.2: vue en 3D .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.3: vue en plan de RDC.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.4: vue en plan de 1 <sup>er</sup> étage .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.5: vue en plan de 2 <sup>eme</sup> étage ..... 6 <sup>eme</sup> étage .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.6: vue en plan de planchers terrasse.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.7: vue en 3D .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.8: vue en plan de2 <sup>eme</sup> étage ..... 6 <sup>eme</sup> étage .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.9: vue en plan de RDC.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.10: vue en plan de 1 <sup>er</sup> étage.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.11: vue en plan de planchers terrasse .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.12: vue en 3D .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.13: vue en plan de2 <sup>eme</sup> étage ..... 6 <sup>eme</sup> étage .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.14: vue en plan de RDC.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.15: vue en plan de 1 <sup>er</sup> étage.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure IV.16: vue en plan de planchers terrasse .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure V.1 : arrêt des barres .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure V.2: Ferrailage du linteau .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure V.3: Plan de repérage des voiles.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure V.4 : Ferrailage du Voile 1 et 3 . ....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>

Figure V.5 : Ferrailage du Voile 2 et 8 et 4 .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure V.6 : Ferrailage du Voile 5 et 6 et 7 .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolé.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure VI.2 : Schéma de la semelle filante.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure VI.3 : Schéma de la semelle isolé.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure VI.4 : Schéma statique du bâtiment.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure VI.5 : contrainte sous le radier.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure VI.6 : panneau de la dalle du radier .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure VI.7 : schéma de ferrailage du radier.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure VI.8 : poussées de terres.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Figure VI.9 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.....	184
Figure VI.10 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau I.1: Type des aciers. ....	12
Tableau II.1 : des surcharges pour le poteau .....	27
Tableau II.2 : choix des sections des poteaux centraux. ....	31
Tableau II.3: choix des sections des poteaux rives. ....	33
Tableau II.4 : choix des sections des poteaux d'angles.....	35
Tableau II.5: Choix des sections des poteaux d'angle, rive, central.....	35
Tableau III.1 :Calcul des efforts internes de l'escalier balancé. ....	43
Tableau III.2: Ferrailage d'escalier.....	44
Tableau III.3 :Vérification à l'ELU. ....	46
Tableau III.4: verification ELS.....	47
Tableau III.5: combinaisons des charges . ....	51
Tableau III.6 :des moments avec les efforts .....	52
Tableau III.7: ferrailage de balcon.....	52
Tableau III.8: ferrailage de balcon.....	52
Tableau III.9 :Vérification de l'E.L. S.....	53
Tableau III.10 : Calcul des sollicitations.....	49
Tableau III.11 : Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	62
Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des efforts à 7 travées .....	66
Tableau.III.13 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée et sur appuis.....	68
Tableau III.14 : contraintes du béton .....	69
Tableau.III.15 :calcul de ferrailage.....	73
Tableau III.16:contraintes du béton .....	75
Tableau IV.1 : Facteur de qualité .....	86
Tableau IV.2: Participation massique du modèle initial .....	89
Tableau IV.4: Participation massique du modèle 1 .....	91
Tableau IV.5: Participation massique du modèle final .....	93

Tableau IV.6: Vérification de l'effort normal pour les poteaux. ....	95
Tableau IV.7: Participation massique du modèle finalAprès avoir agrandi les dimensions	96
Tableau IV.8: Vérification des déplacements selon x-x. ....	97
Tableau IV.9: Vérification des déplacements selon y-y. ....	98
Tableau IV.10: Vérification de l'effort P- $\Delta$ dans le sens x-x. ....	99
Tableau IV.11: Vérification de l'effort P- $\Delta$ dans le sens y-y. ....	99
Tableau V.1: Caractéristiques du béton et de l'acier. ....	102
TableauV.2: Ferrailages des poteaux carrées situation durable (Nmax, Mcorr). ....	103
TableauV.4: Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N min , Mcorr ). ....	103
TableauV.5: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle(N min , Mcorr ). ....	104
TableauV.6: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle(Nmax, Mcorr). ....	104
TableauV.7: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle(M max , N corr). ....	104
TableauV.8: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle(Nmax, Mcorr). ....	104
TableauV.9: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle(N min, Mcorr). ....	105
TableauV.10: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle(M max , N corr). ..	105
Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux. ....	105
Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (Nser max, Msercorr). ....	106
Tableau V.13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (Msermax ,Nsercorr). ....	106
Tableau V.14 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (Nser min, Msercorr). ....	106
Tableau V.15: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux. ....	107
Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux. ....	109
Tableau V.16: Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés. ....	109
Tableau V.18 : Ferrailage des poutres porteuses 35x60. ....	114
Tableau V.19: Ferrailage des poutres porteuses 30x55. ....	114
Tableau V.20: Ferrailage des poutres porteuses 30x50. ....	114
Tableau V.21: Ferrailage des poutres porteuses 30x45. ....	114
Tableau V.22: Choix ferrailage des poutres ....	115

Tableau V.23: vérification des poutres à l'ELS. ....	115
Tableau V.24: Vérification de la condition de non fragilité. ....	116
Tableau V.25 : vérification thermique des poutres à L'ELS. ....	117
Tableau V.26 : vérification de la contraint de cisaillement . ....	117
Tableau V.27 : calcul des armatures transversales. ....	118
Tableau V. 28 : vérification de la flèche .....	120
Tableau V.29: les sollicitations des voiles .....	126
Tableau V.30: tableau de ferrailage de voile 1 .....	127
Tableau V.31: tableau de ferrailage de voile 2 .....	127
Tableau V.32: tableau de ferrailage de voile 3 .....	128
Tableau V.33: tableau de ferrailage de voile 4 .....	128
Tableau V.34: tableau de ferrailage de voile 5 .....	129
Tableau V.35: tableau de ferrailage de voile 6 .....	129
Tableau V.36: tableau de ferrailage de voile 7 .....	130
Tableau V.37: tableau de ferrailage de voile 8 .....	131
Tableau VI.1 : contrainte sous le radier à l'ELU. ....	144
Tableau VI.2 : contrainte sous le radier à l'ELU. ....	145
Tableau VI.3 : ferrailage des panneaux du radier. ....	147
Tableau VI.4 : vérification des contraintes. ....	148
Tableau VI.5 : ferrailage de la nervure sens x-x .....	150
Tableau VI.6 : ferrailage de la nervure sens y-y .....	150
Tableau VI.7 : vérification des contraintes à L'ELS. ....	150
Tableau VI.8 : choix des armatures transversales. ....	151
Tableau VI.9 : ferrailage de voile périphérique. ....	155
Tableau VI.10 : vérification des constraints ELS. ....	157

## ***LISTE DES SYMBOLES***

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$A_s$  : 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.

$s_\gamma$  : 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.

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

$\sigma_{bc}$  : 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 service.

$N_u$  : Effort normal ultime.

$T_u$  : Effort tranchant ultime.

$T$  : Effort tranchant, Période.

$S_t$  : Espacement.

$\lambda$  : Elancement.

$F$  : Force concentrée.

$f$  : Flèche.

$f$  : Flèche admissible.

$L$  : Longueur ou portée.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$W$  : Poids total de la structure.

$\gamma_h$  : Poids volumique humide.

$d$  : Hauteur utile.

$F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$M_u$  : Moment à l'état limite ultime.

$M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.

$M_t$  : Moment en travée.

$M_a$  : Moment sur appuis.

$M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, 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'âge.

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

$F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

$K$  : Coefficient de raideur de sol.

$\delta$  : 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

$L_{bt}$  : La longueur tendue.

$T_{bz}$  : La largeur de l'élément.

$A_g$  : Section transversale brute du voile.

$h_{cr}$  : La hauteur critique

## **INTRODUCTION GENERALE**

Les dommages et les conséquences graves causés par les séismes, y compris les risques de ruine totale ou partielle des structures, ont souligné l'importance cruciale de prendre en compte le risque sismique dans la conception des ouvrages.

Cela a contribué à approfondir notre compréhension phénoménologique de l'action sismique.

La rapide évolution des techniques de construction, associée aux exigences architecturales, conduit souvent les maîtres d'œuvre à opter pour des structures élancées présentant des irrégularités en plan ou en élévation. Ces structures sont généralement composées de systèmes structurels avec des distributions de rigidité et de masse non conformes aux normes parasismiques, ce qui est le cas pour notre structure, caractérisée par son caractère "irrégulier".

Dans le domaine du génie civil, en Algérie comme ailleurs, une attention particulière est portée à l'état de l'art dans les domaines liés aux séismes, surtout depuis l'événement majeur du 21 mai 2003 à Boumerdès.

L'ouvrage étudié est un bâtiment à usage multiple de 8 niveaux (R+8+Sous-sol). L'objectif principale sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cycle, et dans le but de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

On se base sur le plan de travail suivant :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux.

Chapitre III : étude des éléments secondaires.

Chapitre IV : étude dynamique en zone sismique.

Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux.

Chapitre VI : étude des fondations.

Le travail est clôturé par une conclusion générale

## **CHAPITRE 1 :**

### **Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux**

### I.1 Introduction :

Ce chapitre s'intéresse à l'étude du projet par présenter les données géométriques, la situation, et les dimensions. Ainsi les matériaux utilisés avec ses caractéristiques.

### I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en béton armé non symétrique, est un bloc avec deux élévations, la première élévation consiste de **RDC+6** à usage multiple (habitation, commercial) avec 01 sous-sol et la deuxième élévation consiste de **RDC+8** à usage multiple (habitation, commercial) avec 01 sous-sol.

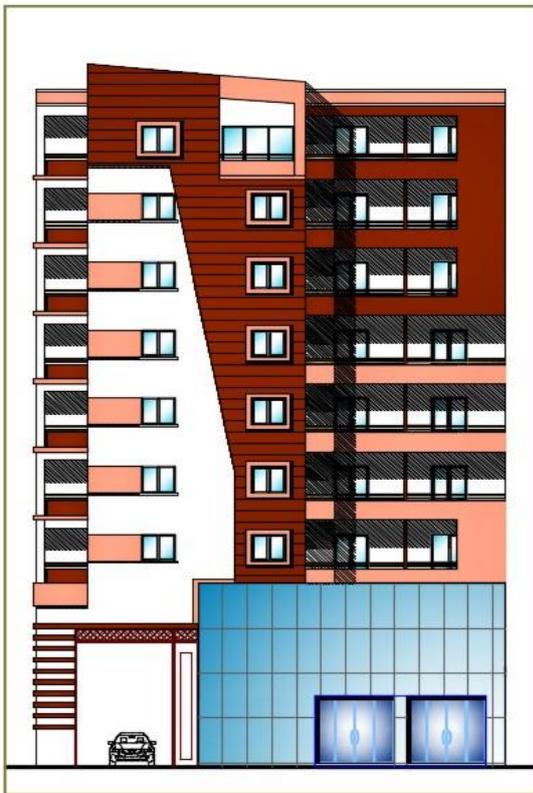


Figure I.1 : Façade principe

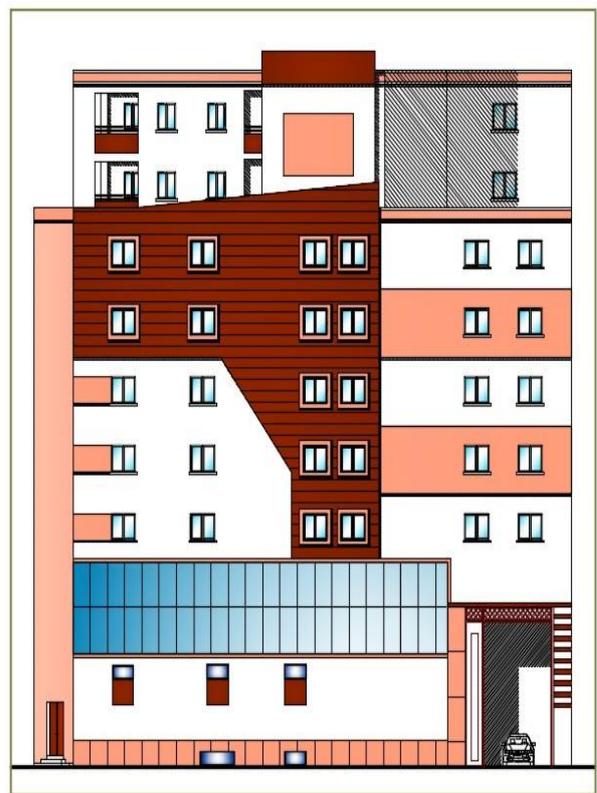


Figure I.2 : Principe latérale

### I.2.1 Situation et implantation de l'ouvrage :

L'ouvrage est implanté à la commune de **OuledYaich**, wilaya de **BLIDA** qui est classé comme zone de forte sismicité (**Zone III**), selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur à savoir : RPA99 version 2003, BAEL 91 et CBA93.

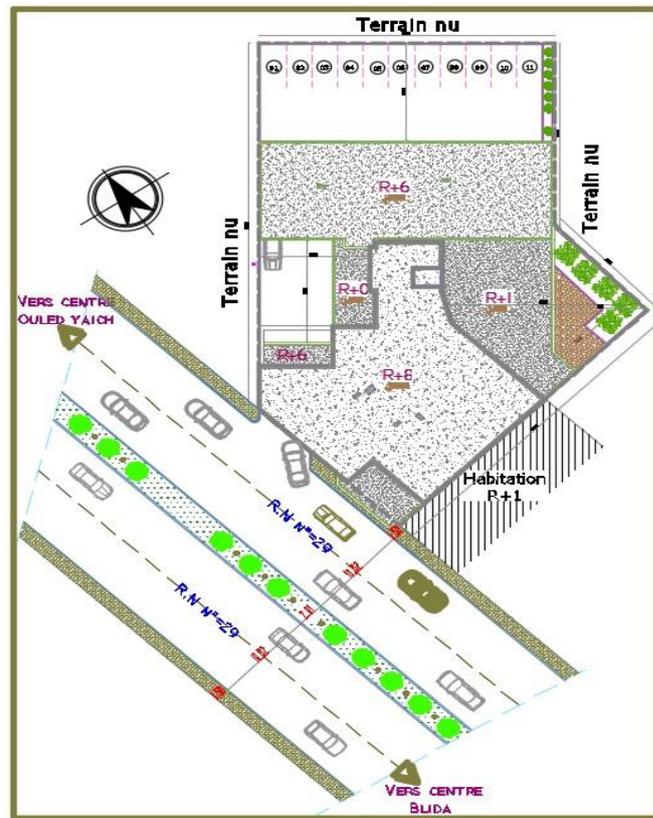


Figure I.3 : Plan de masse du bâtiment.

### I.2.2 Caractéristiques de l'ouvrage :

Notre bâtiment est composé de deux parties à élévations différentes :

- La 1<sup>ère</sup> élévation (**R+6**) est composé par :
  - 01 sous-sol d'usage parking.
  - RDC et 1<sup>er</sup> étage à usage commerciale.
  - 2<sup>ème</sup> jusqu'à 6<sup>ème</sup> étages à usages d'habitation.
  - Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.
- La 2<sup>ème</sup> élévation (**R+8**) est composé par :
  - 01 sous-sol d'usage parking.

- RDC et 1er étage à usage commerciale.
- 2ème jusqu'à 8ème étages à usages d'habitation.
- Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

**I.2.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

Les dimensions en élévation du l'ouvrage :

-Dans les deux élévations :

- Hauteur de sous-sol ..... 2.65 (m).
- Hauteur du rez-de-chaussée et 1<sup>er</sup> étage.....4.08 (m).
- Hauteur des étages courant .....3.06(m).

-La 1ère élévation (R+6) :

- Hauteur totale du bâtiment ..... 23.46(m).

-La 2ème élévation (R+8) :

- Hauteur totale du bâtiment ..... 29.58(m).

Les dimensions en plan sont :

-La 1ère élévation est de forme rectangulaire :

- Longueur totale du bâtiment (sens longitudinal) : 28.86(m).
- Largeur totale du bâtiment (sens transversal) : 11.23 (m).

-la 2ème élévation est de forme triangulaire :

- Longueur totale L1 du bâtiment :18.91 (m).
- Longueur totale L2 bâtiment : 19.02 (m).
- Longueur totale L3 du bâtiment :24.61 (m).
- Longueur totale L4 du bâtiment :24.55 (m).
- Longueur totale L5 du bâtiment :28.86 (m).

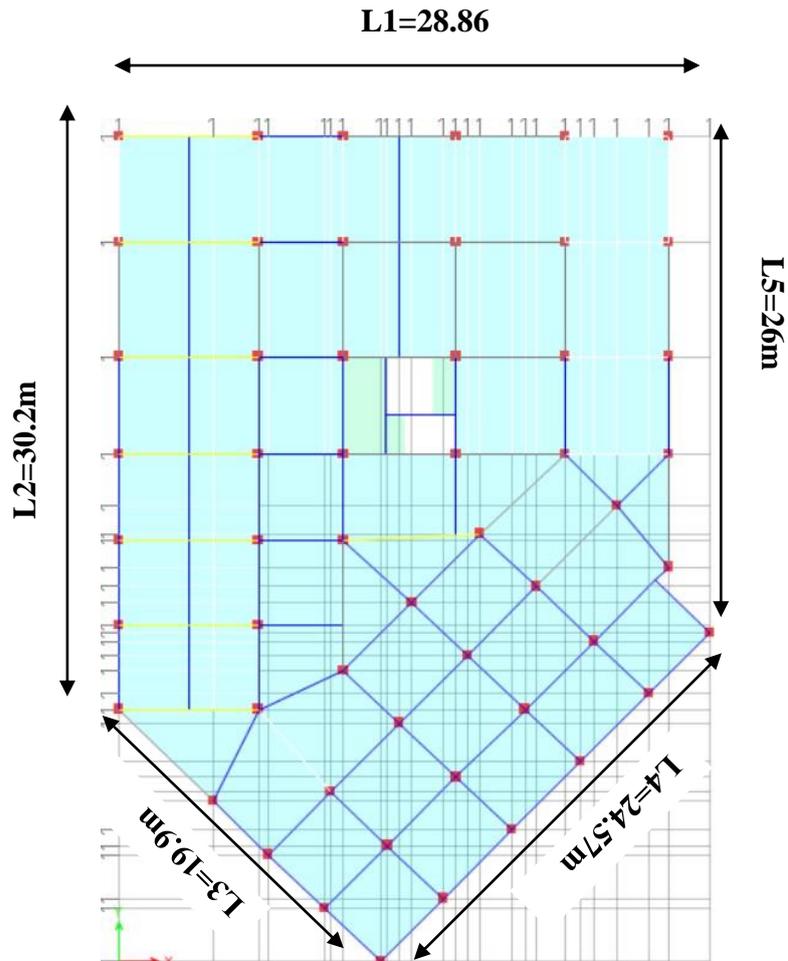


Figure I.4 : Les dimensions en plan.

### I.2.4 Type de structure :

#### 1. Ossature :

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

#### 2. Les planchers :

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

-Dalle pleine pour le plancher RDC et 1<sup>er</sup> étage a usage de commerce, les dalles des balcons et quelques panneaux irréguliers.

-Dalle a corps creux.

**3. Les poteaux :**

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

**4. Les poutres :**

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre porteuse.
- Poutre non porteuse.

**5. L'acrotère :**

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

**6. Les escaliers :**

Les escaliers sont des éléments non structuraux qui servent à faciliter les déplacements inter étages et à relier les niveaux successifs, notre structure comporte un seul type d'escalier escaliers à 2 volées.

**7. Ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur qui permet le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment. La structure comporte des cages d'ascenseurs du 1<sup>er</sup> jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage.

**8. Maçonnerie :**

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

**9. Terrasse :**

Pour cette structure la terrasse est inaccessible.

## 10. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Une dalle de sol pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

### I.3 Données du site :

#### ❖ Classification selon RPA99 version 2003 :

L'ouvrage est implanté dans la wilaya de BLIDA : selon le règlement parasismique algérien (RPA99 ver 2003) elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (ZONE SISMIQUE III), c'est un bâtiment multi usages dont la hauteur ne dépasse pas 48m. il est classé comme étant un ouvrage d'importance moyenne, donc :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2.25$  (bars)

### I.4 Caractéristiques des matériaux :

#### I.4.1 Béton :

Le béton est l'élément principal des structures urbaines, il est très utilisé (colonnes, solives, poutres, fondations...), c'est un mélange dans des proportions convenable de ciment, granulats et l'eau, il résiste bien à la compression et faible résistance à la traction.

**-Ciment** : il existe de nombreux types et variétés différentes de ciment, le plus utilisés c'est le ciment portland de classe 42.5(CEMII/B).

**-Granulats** : qui comprennent du gravier ou des pierres et des roches, et a un impact significatif sur la qualité du mélange en général, qui est ajouté de manière réfléchie en fonction de la granulométrie du gravier dans les tailles 3/8, 8/ 15 et 15/25.

**-Eau** : C'est un élément important dans les mélanges de béton et fournit le milieu approprié pour que les réactions de durcissement se produisent en plus d'assurer la maniabilité du béton.

**-Les adjuvants :** Les additifs sont des produits chimiques qui sont incorporés au béton ou au mortier lors de sa fabrication pour améliorer ses propriétés.

**-Sable :** sable 0/5, il a été utilisé pour la construction et le sable 0/2.5 qui a été utilisé pour la maçonnerie.

#### **I.4.1.1 Préparation du béton :**

On appelle dosage le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de **DREUX-GORISSE**.

#### **I.4.1.2 Résistance du béton :**

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

##### **- Résistance à la compression :**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de **28 jours**, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée  **$f_{c28}$** , dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de **200 cm<sup>2</sup>** de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

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

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

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

Pour les ouvrages courants on admet une résistance à la compression :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

##### **- Résistance à la traction :**

La résistance à la traction à « **j** » jours notée par «  **$f_{tj}$**  », est déduite de celle de compression par la relation :

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

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}, \text{ on trouve : } f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

#### **I.4.1.3 Module déformations longitudinales du béton :**

Ce module est connu sous le nom de « **Module de Young** » ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

**I.4.1.3.1 Module d'élasticité instantané « E<sub>ij</sub> » :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24** heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de **j** jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton **E<sub>ij</sub>** est égal à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \rightarrow E_{ij} = 34179,588 \text{ MPa}$$

**I.4.1.3.2 Module d'élasticité différées « E<sub>vj</sub> » :**

Sous des contraintes de longue durée d'application les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton. Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \rightarrow E_{vj} = 11496,76 \text{ MPa}$$

**I.4.1.4 Coefficient de poisson :**

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

$$\nu = \frac{\textit{Allongement relatif transversal}}{\textit{Allongement relative longitudinal}}$$

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

**I.4.1.5 Poids volumique :**

On adopte la valeur : **ρ = 25 (KN/m<sup>3</sup>)**. Pour béton armé.

**ρ = 22 à 23 (KN/m<sup>3</sup>)**, pour le béton.

**I.4.1.6 Les contraintes limites de calcul :**

- **Contraintes à l'État limitent 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 :**

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité.

Tel que :

-  $\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoire. :  $f_{bc} = 17$  (MPa).

-  $\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.  $f_{bc} = 22,17$  (MPa).

$\Theta$  : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges :

-  $\Theta = 1$  si la durée est supérieure à 24h.

-  $\Theta = 0,9$  si 1 heure > Durée > 24 heures.

-  $\Theta = 0.85$  si 1 heure > Durée

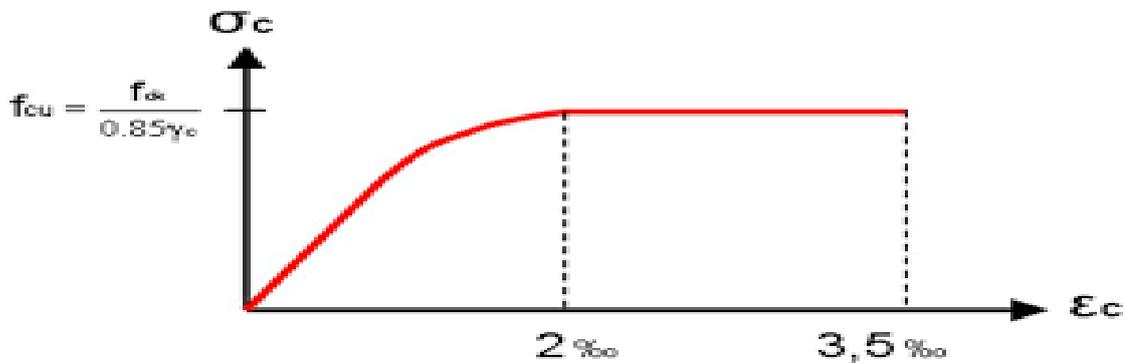


Figure I.5: Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.

#### I.4.1.6.2 Les contraintes 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 :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$ .

Pour notre cas nous avons  $f_{c28} = 30\text{MPa}$  donc :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 30 = 18$  (MPa).

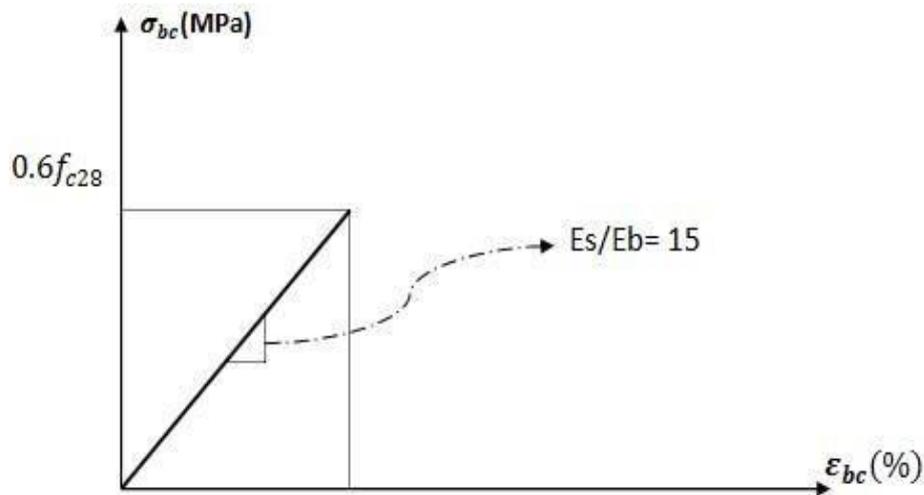


Figure I.6: Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.

**I.4.2 Aciers :**

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Dans ce qui suit le module d'élasticité longitudinale de l'acier **Es** est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{MPa}$$

**I.4.2.1 Acier de béton et les limites élastiques :**

- ✓ Ronds lisses (RL) : FeE240 → **f<sub>e</sub> = 235MPa**.
- ✓ Barres à haute adhérences (HA) : FeE500 → **f<sub>e</sub> = 500MPa**.
- ✓ Treillis soudés (TS) : TLE520  $\varnothing = 6\text{mm}$  pour les dalles → **f<sub>e</sub> = 520MPa**.

**Tableau I.1: Type des aciers.**

Type	Nuance	f <sub>e</sub> (Mpa)	Emploi
Rondslisses	F <sub>e</sub> E22	215	Emploi courant.
	F <sub>e</sub> E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F <sub>e</sub> E40	400	Emploi courant.
	F <sub>e</sub> E50	500	
Filstréfilent HA Type 3	F <sub>e</sub> TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F <sub>e</sub> TE50	500	
Filstréfilentlisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

**I.4.2.2 Les contraintes limites de calcul :**

- **Contraintes limites à l'état limite ultime « E.L.U » :**

La contrainte de calcul, notée  $\sigma_s$  et qui est définie par la relation :  $= \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :  $f_e$  : contrainte limite élastique.

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

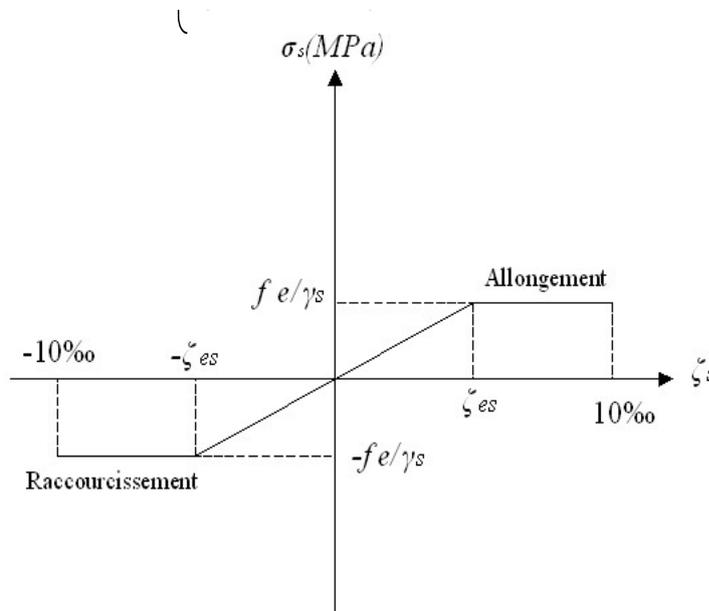
$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$\sigma_s$  = Contrainte de l'acier à l'E.L.U

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

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle} \end{cases} \quad \sigma_s = 204,34 \text{ MPa}$$

Pour les aciers FeE500 on a :  $\epsilon_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 2,07\%$



**Figure I.7: Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU.**

- $\varepsilon_s$ = allongement de l'acier à l'E.L. U égale à 10%.

- $\sigma_s$ = contrainte de l'acier.

- $\gamma_s$  = coefficient de sécurité de l'acier.

- $\varepsilon_s$  = allongement relatif de l'acier.

- **Contraintes limites à l'état limite service « E.L.S » :**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \zeta = \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max\left(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}}\right)\right)$$

- Pour une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta = 0,8 \times \min\left(\frac{2}{3}f_e, \max\left(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}}\right)\right)$$

-Avec :

$\eta$ = coefficient de fissuration tel que :

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

**I.4.3 Hypothèses de calcul aux états limites :**

**I.4.3.1. Hypothèse de calcul à l'ELU :**

- ✓ Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de ça faible résistance à la traction.
- ✓ Le raccourcissement unitaire du béton est limité à  $\varepsilon_{bc}=3,5\%$  dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 % dans le cas de compression simple.
- ✓ L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10%.

**1.4.3.1. Hypothèse de calcul à l'ELS :**

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- ✓ Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

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

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

## **CHAPITRE 2 :**

### **Prédimensionnements des éléments structuraux**

## **II.1 Introduction :**

Le prédimensionnement des éléments structuraux consiste à établir une première évaluation des dimensions nécessaires avant une conception détaillée. Ce processus est important dans le domaine de l'ingénierie structurale, car il permet de déterminer rapidement les dimensions approximatives des éléments structuraux tels que poutres, poteaux, dalles, etc., avant de passer à des analyses plus approfondies.

Le prédimensionnement repose souvent sur des règles empiriques, des normes de conception et des hypothèses simplificatrices pour obtenir des dimensions initiales. Il vise à fournir une base solide pour commencer la conception en réduisant le nombre d'itérations nécessaires. Les objectifs principaux du prédimensionnement incluent l'assurance de la sécurité structurale, la conformité aux réglementations en vigueur et l'optimisation des coûts.

En résumé, l'introduction au prédimensionnement des éléments structuraux marque le début du processus de conception en fournissant des dimensions initiales basées sur des méthodes simplifiées, avant d'approfondir l'analyse et les détails lors des étapes ultérieures du projet, il sera en se basant sur le CBA, le BAEL 91 modifié 99 et vérifié par le RPA 99/Version 2003 ».

## **II.2 Pré dimensionnement des planchers :**

Le plancher est un ouvrage horizontal, qui dans la construction, joue le rôle de séparateur entre deux étages ou sinon de plate-forme au rez-de-chaussée. Ses principales fonctions sont :

- Assurer le confort comme l'isolation phonique et thermique
- Supporter les charges verticales
- Transmettre les charges aux éléments structuraux

### **II.2.1 Plancher à corps creux :**

Les planchers en corps creux sont constitués d'une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé) avec poutrelles préfabriquées associées aux corps creux, le prédimensionnement de la hauteur des poutrelles est fait en utilisant la formule empirique suivante :

$$ht \geq \frac{Lmax}{22.5}$$

Avec :  $h_t$  : épaisseur de la dalle de compression corps creux.

$L_{max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de dispositions des poutrelles.

Nous avons :  $L_{max} = 509$  (cm)

Alors :  $h_t \geq \frac{509}{22.5} = 22.62$  cm donc prend (20+5) cm

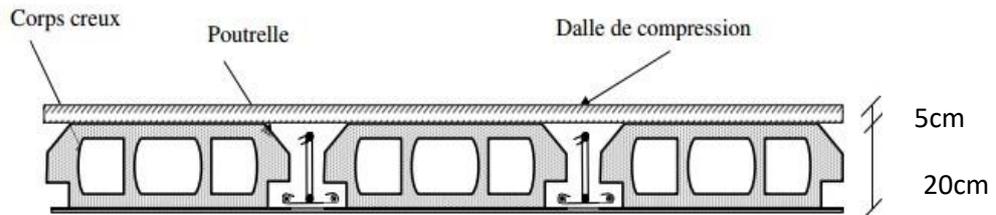


Figure II. 1 : Schéma Plancher à corps creux.

### II.2.2 Plancher à Dalle Pleine :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance *CBA93 et [BAEL91/modifié 99]*, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

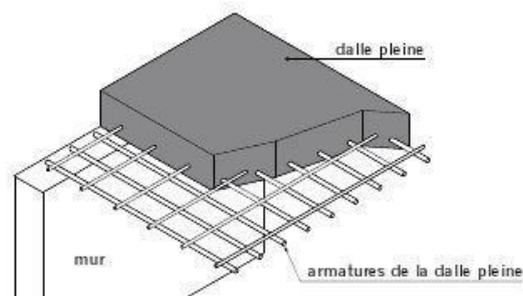


Figure II. 2 : Schéma du plancher à dalle pleine.

#### •Résistance au feu :

$e = 7$  (cm) Pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$  (cm) Pour deux heures de coupe-feu. On admet :  $e = 11$  (cm).

- **Isolation phonique :**

Selon les règles de **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit :  **$e = 15$  (cm).**

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes [BAEL91/modifié 99] :

- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$

- reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

Avec  $L_x$  : La petite portée du panneau le plus sollicité.

Dalle reposant sur quatre appuis :

$L_x = 509$  cm donc on trouve  $\longrightarrow 10.8\text{cm} \leq e \leq 12.725\text{cm}$

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$e \geq \max(11 ; 15 ; 11)$  (cm)  $\longrightarrow e = 15$  (cm).

### **II.3 Balcons :**

$L_x = 400$

- reposant sur deux appuis :  $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$

Donc on trouve  $\longrightarrow 11.428\text{cm} \leq e \leq 13.333\text{cm}$

**On limite donc notre épaisseur à :  $e = 15$ (cm).**

### **II.4 Pré dimensionnement des poutres :**

Une poutre en béton armé est un élément horizontal utilisé dans la construction pour supporter des charges horizontales et verticales. Elle est constituée béton renforcé par des barres d'acier, ce qui lui confère une résistance accrue à la flexion et à la traction, Son pré dimensionnement se base sur les deux étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques en se basant sur le BAEL91/modifié99.

- Vérification par le RPA 99 modifié 2003.

Selon les formules empiriques (BAEL91/modifié99):

La hauteur h de la poutre doit être :  $\frac{Lx}{15} \leq h \leq \frac{Lx}{10}$

La largeur b de la poutre doit être :  $0.3 h \leq b \leq 0.7 h$

Avec :

$L_{Max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales

h: hauteur de la poutre

b: largeur de la poutre

Selon RPA version 2003 :

On doit respecter les conditions suivantes :

- A) La hauteur h de la poutre doit être :  $h \geq 30$  (cm).
- B) La largeur b de la poutre doit être :  $b \geq 20$  (cm).
- C) Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

**II.4.1 Poutres principales :**

$L_{max} : 7.20m$

$48cm \leq h \leq 72cm \quad \longrightarrow \quad h = 60 \text{ cm.}$

$18cm \leq b \leq 42cm \quad \longrightarrow \quad b = 35 \text{ cm.}$

Nous choisissons une poutre de :  $b \times h = 35 \times 60 \text{ cm}^2$ .

$L_{max} : 5.59m$

$37.3 \text{ cm} \leq h \leq 55.9cm \quad \longrightarrow \quad h = 50 \text{ (cm).}$

$15cm \leq b \leq 35cm \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ (cm).}$

Nous choisissons une poutre de :  $b \times h = 30 \times 50 \text{ (cm)}^2$ .

Vérification selon le RPA 99 :

Pour les poutres (1) et (2) Les deux conditions A et B vérifier

Poutre (1)  $\frac{60}{30} = 2 \leq 4 \dots\dots\dots CV$

Poutre (2)  $\frac{50}{30} = 1.66 \leq 4 \dots\dots\dots CV$

Donc les trois conditions dictées par le **RPA99** sont vérifiées.

**II.4.2 Poutre secondaire :**

$L_{max} : 6.75m$

$45cm \leq h \leq 67.5cm \longrightarrow h = 55 (cm).$

$16.5cm \leq b \leq 38.5cm \longrightarrow b = 30 (cm).$

Nous choisissons une poutre de :  $b \times h = 30 \times 55(cm)^2 \dots\dots\dots(1)$

$L_{max} : 5.5m$

$36.7cm \leq h \leq 55cm \longrightarrow h = 45 (cm).$

$13.5cm \leq b \leq 31.5cm \longrightarrow b = 30 (cm).$

Nous choisissons une poutre de :  $b \times h = 30 \times 45 (cm)^2 \dots\dots\dots(2)$

Vérification selon le RPA 99 :

Pour les poutres (1) et (2) Les deux conditions A et B vérifier

Poutre (1)  $\frac{55}{30} = 1.833 \leq 4 \dots\dots\dots CV$

Poutre (2)  $\frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots CV$

Donc les trois conditions dictées par le **RPA99** sont vérifiées.

**II.5 Les Voiles :**

Les voiles sont des éléments verticaux minces en béton armé ou en maçonnerie qui sont utilisés comme murs porteurs dans la construction. Ils peuvent être employés pour soutenir des charges verticales, résister aux forces horizontales (comme le vent ou les séismes), ou délimiter des espaces dans une structure. Les voiles peuvent avoir différentes formes et dimensions en fonction des besoins structurels et architecturaux.

Selon le règlement parasismique algérien, l'épaisseur minimale du voile doit être de 15cm. Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e = \max \left( \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25}, 15\text{cm} \right)$$

Avec :  $h_e$  : hauteur libre d'étage

$e$  : épaisseur du voile

Donc :  $e \geq \frac{348}{20} = 17.4\text{cm}$  ,  $\frac{348}{22} = 15.81\text{cm}$  ,  $\frac{348}{25} = 13.92\text{cm}$  ,  $15\text{cm}$

On adopte une épaisseur de voile pour **(RDC+1+S.s)** :  $e \geq 20\text{cm}$  (20,25,30) cm

Pour les étages courants :  $e \geq \frac{246}{20} = 12.3\text{cm}$  ,  $\frac{246}{22} = 11.2\text{cm}$  ,  $\frac{246}{25} = 9.84\text{cm}$  ,  $15\text{cm}$

On adopte une épaisseur de voile pour **(les étages courants)** :  $e \geq 20\text{cm}$  (20,25,30) cm

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :  $L \geq 4e = 4 \times 20 \geq 100 \text{ cm}$ .

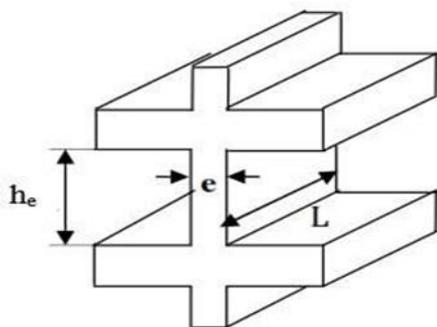


Figure II.3: Coupe de voile en élévation

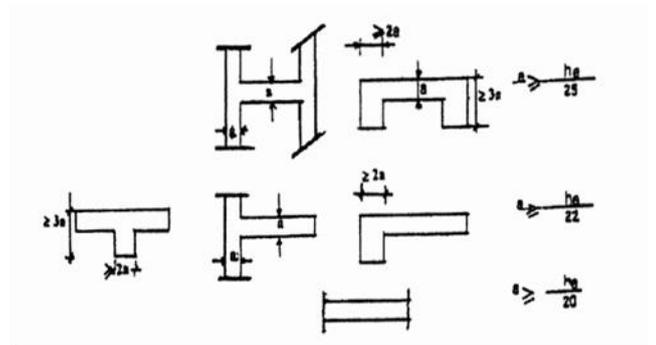


Figure II. 4 : Coupe de voile en plan

**II.6 Acrotère :**

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de :

$$G = \rho_b \times S$$

$\rho_b$ : Le poids volumique du béton tel que  $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

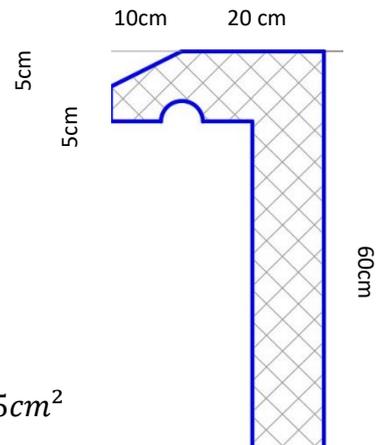
$S$  : La surface transversale totale.

$$S_t = S_1 + S_2 - S_3 = (0.6 \times 0.1) + (0.2 \times 0.1) - \left(0.1 \times \frac{0.05}{2}\right) = 0.0775 \text{ cm}^2$$

- D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = (0.0775 \times 25) = 1.9375 \text{ kN/m}$$

**Figure II.5 : Dimensions de l'acrotère.**



- Le poids des enduits au ciment (ep=2cm) :

$$G_2 = [(0.1 + 0.6) \times 2 \times 0.02 \times 15] = 0.42 \text{ kN/m}$$

- Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2.3575 \text{ kN/m}$$

**II.7 Prédimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structurels verticaux essentiels dans la construction, jouant un rôle clé dans la stabilité et le soutien des charges verticales au sein d'une structure.

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centré, les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après les règles BAEL91, elles préconisent de prendre la section réduite :

$$Br = \frac{\beta N_u}{(f_{bu} / 0.9 + 0.85 A_s f_e / \gamma_s)} \quad \text{Avec : } \beta = 0.85 / \alpha$$

On suppose un ferrailage moyen de 1%, on aura donc :

$$Br = \frac{\beta N_U}{(f_{bu} / 0.9 + 0.0085 f_e / \gamma_s)}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 17 \text{ MPa} \quad f_e = 500 \text{ MPa}$$

$$Br = \frac{\beta Nu}{23.776}, \text{ SI l'on vise } \lambda = 35 \text{ pour prendre en compte la totalité des}$$

armatures, on aura :

$$\beta = 1.2 \text{ Et } Br = 0.05 Nu$$

La relation entre la section réduite  $Br$  et les côtés « a » et « b » étant :

$$Br = (a - 0.02)(b - 0.02)$$

$Nu$  : effort normal ultime (compression) =  $1,35G + 1,5Q$

$\alpha$  : Coefficient de sécurité du flambement il est fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  du poteau.

$\lambda$  : élanement d'EULER

$$(\lambda = \frac{l_f}{i})$$

$l_f$  : longueur de flambement.

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

$I$  : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$\left( \frac{b \cdot h^3}{12} \right)$$

$B$  : surface de la section du béton

$\gamma_b$  : 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 ( **$f_e = 500 \text{ MPa}$** ).

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

$A_s$  : section d'acier comprimée.

**II.7.1 Evaluation des charges et des surcharges de Plancher :****A/ Plancher courant :****1\* Dalle à corps creux :**

1- Carrelage (e=2cm, P=22 kN/m <sup>3</sup> ).....	0,02×22 = 0,44	kN/m <sup>2</sup>
2- Mortier de Pose (e =2cm, P=20 kN/m <sup>3</sup> ).....	0,02×20 = 0,40	kN/m <sup>2</sup>
3- lit de sable (e=3cm, P=18 kN/m <sup>3</sup> ).....	0,03×18 = 0,54	kN/m <sup>2</sup>
4- dalle de compression +corps creux (20+5) cm.....	0,25×14 = 3,5	kN/m <sup>2</sup>
5- enduit de plâtre (2 cm, P=10 kN/m <sup>3</sup> ) .....	0,02×10 = 0,2	kN/m <sup>2</sup>
6- Cloison repartie .....	=1	kN/m <sup>2</sup>

**Gt=6.08 KN/m<sup>2</sup>****2\* Dalle pleine:**

1- Carrelage (e=2cm,P=22 kN/m <sup>3</sup> ).....	0,02×22 = 0,44	kN/m <sup>2</sup>
2- Mortier de Pose (e =2cm, P=20 kN/m <sup>3</sup> ).....	0,02×20 = 0,40	kN/m <sup>2</sup>
3- lit de sable (e=3cm,P=18 kN/m <sup>3</sup> ).....	0,03×18 = 0,54	kN/m <sup>2</sup>
4- dalle pleine (15cm).....	15×0,25 = 3,75	kN/m <sup>2</sup>
5- enduit de plâtre (2 cm, P=10 kN/m <sup>3</sup> ) .....	0,02×10 = 0,22	kN/m <sup>2</sup>
6- Cloison repartie .....	=1	kN/m <sup>2</sup>

**Gt=6.53kN/m<sup>2</sup>****2\* Dalle pleine RDC+1:**

1- Carrelage (e=2cm,P=22 kN/m <sup>3</sup> ).....	0,02×22 = 0,44	kN/m <sup>2</sup>
2- Mortier de Pose (e =2cm, P=20 kN/m <sup>3</sup> ).....	0,02×20 = 0,40	kN/m <sup>2</sup>
3- lit de sable (e=3cm,P=18 kN/m <sup>3</sup> ).....	0,03×18 = 0,54	kN/m <sup>2</sup>
4- dalle pleine (25cm).....	25×0,2 = 5,00	kN/m <sup>2</sup>
5- enduit de plâtre (2 cm, P=10 kN/m <sup>3</sup> ) .....	0,02×10 = 0,22	kN/m <sup>2</sup>
6- Cloison repartie .....	=1	kN/m <sup>2</sup>

**Gt=7.6 kN/m<sup>2</sup>**

**B/ Plancher terrasse :****1\* Dalle à corps creux :**

- 1- Protection gravillon roulé (e=4cm, P=20 kN/m<sup>3</sup>)..... 0,04×20 = 0,8 kN/m<sup>2</sup>
- 2- Etanchéité multicouche (e =2cm, P=6 kN/m<sup>3</sup>).....0,02×6 = 0,12 kN/m<sup>2</sup>
- 3- Forme de pente béton léger (e=10cm, P=22 kN/m<sup>3</sup>).....0,1×22 = 2,20 kN/m<sup>2</sup>
- 4- Isolation thermique liège (=4 cm, P=4 kN/m<sup>3</sup>).....0,04×4 = 0,16 kN/m<sup>2</sup>
- 5- dalle de compression +corps creux (20+5) cm.....0,25×14 = 3.5 kN/m<sup>2</sup>
- 6- Ecran de vapeur (5 cm, P=1.2 kN/m<sup>3</sup>).....0,5×1,2 = 0,06 kN/m<sup>2</sup>
- 7- Enduit de plâtre (2cm, P=10 Kn /m<sup>3</sup>) .....0,02×10 =0,20 kN/m<sup>2</sup>

$$G_t = 7.04 \text{ kN/m}^2$$

**D/ Maçonnerie :****Murs extérieurs à double cloison :**

- 1- Brique (e = 15 cm) + Brique (e = 10 cm) P = 0,90 kN/m<sup>3</sup>..... = 2,25 kN /m<sup>2</sup>
- 2- Revêtement extérieure (e = 0,02 cm, P = 18 kN /m<sup>3</sup>).....= 0,36 kN /m<sup>2</sup>
- 3- Revêtement intérieur (e = 0,02 cm, P = 10 kN /m<sup>3</sup>).....= 0,20 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 2,81 \text{ kN /m}^2$$

**Mur intérieur :**

- 1- Enduit en plâtre (e=15 cm, P=10 kN/m<sup>3</sup>).....= 0,15 kN/m<sup>2</sup>
- 2- Briques creuses (e=10cm, P= 9 kN/m<sup>3</sup>) .....= 0,90 kN/m<sup>2</sup>
- 3- Enduit en plâtre (e=15 cm, P=10 kN/m<sup>3</sup>).....= 0,15 kN/m<sup>2</sup>

$$G = 1,20 \text{ kN /m}^2$$

**I1-2-Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse (terrasse inaccessible) ..... =1 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher courant à usage d'habitation ..... = 1,5 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher à usage commercial .....= 5 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher sous-sol..... =2.5KN/m<sup>2</sup>
- Balcon.....=3.5KN/m<sup>2</sup>

**II.2.1 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.

**Q** : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ( $n \geq 5$ ) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ donnée par [DTR B.C.2.2] [3]}$$

**n** : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

**Q0** : la charge d'exploitation sur la terrasse.

**Q1, Q2 ..., Qn** : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé :

**Tableau II.1 : des surcharges pour le poteau**

Niveau	Qi (kN/m <sup>2</sup> )	Charge d'exploitation	Σ Charge d'exploitation	Qcumulé (kN)
Terrasse	Q0	1	Q0	1
N8	Q1	1.5	Q0 + Q1	2.5
N7	Q2	1.5	Q0 + 0.95 (Q1+Q2)	3.85
N6	Q3	1.5	Q0 + 0.9 (Q1+Q2+Q3)	5.05
N5	Q4	1.5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6.1
N4	Q5	1.5	Q0+0,80(Q1+.....+Q5)	7
N3	Q6	1.5	Q0+0,75(Q1+.....+Q6)	7.75
N2	Q7	1.5	Q0+0,71 (Q1+.....+Q7)	8.5
N1	Q8	5	Q0+0,69(Q1+.....+Q8)	10.66
RDC	Q9	5	Q0+0,66 (Q1+.....+Q9)	13.54
S-SOL	Q10	2.5	Q0+0,65(Q1+.....+Q10)	14.98

**II.3 Les Poteaux :**

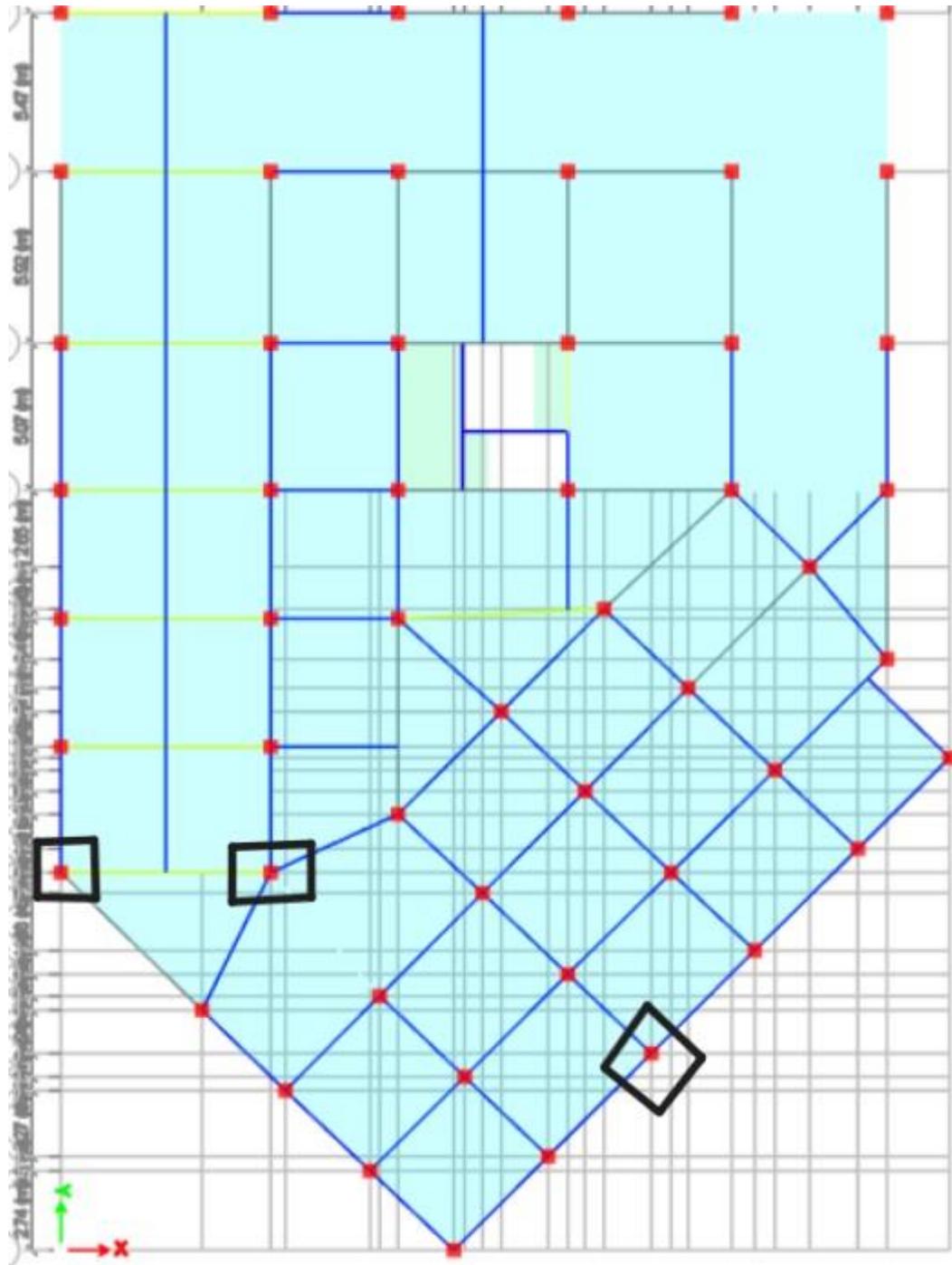
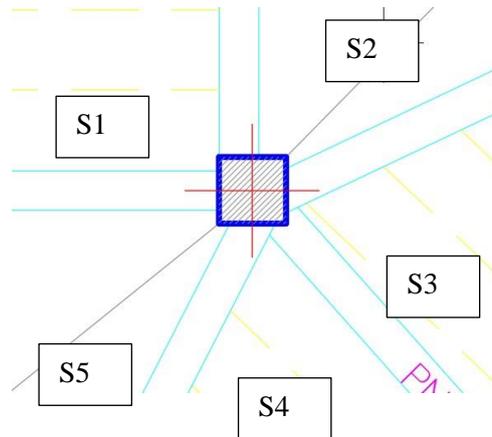


Figure II.6 : les poteaux plus sollicités dans le plan

**Poteau central:****Figure II.7 : surface d'influence de poteau central.**

$$St = S1 + S2 + S3 + S4 + S5$$

$$St = 4.497 + 7.938 + 6.336 + 6.336 + 5.978 = \mathbf{31.085\text{cm}^2}$$

**Plancher terrasse :**

$$\text{Poids de plancher : } 31,085 \times 7,04 = 218,838\text{KN}$$

$$\text{Poids de la poutre : } 0,3 \times 0,55 \times 25 \times 1,955 = 8,064\text{KN}$$

$$\text{Poids de la poutre : } 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 2,205 = 7,442\text{KN}$$

$$\text{Poids de la poutre : } 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 2,41 = 8,134\text{KN}$$

$$\text{Poids de la poutre : } 0,3 \times 0,55 \times 25 \times 2,535 = 10,457\text{KN}$$

$$\text{Poids de la poutre : } 0,3 \times 0,6 \times 25 \times 3,35 = 15,075\text{KN}$$

$$\mathbf{G = 268,01\text{KN}}$$

**Plancher étage courant (2eme jusqu'à 8eme étage) :**

$$\text{Poids de plancher : } 31,085 \times 6,08 = 188,997\text{KN}$$

$$\text{Poids de mur intérieur : } 1,2 \times 31,085 = 37,3\text{ KN}$$

$$\text{Poids de la poutre : } 0,3 \times 0,55 \times 25 \times 1,955 = 8,064\text{KN}$$

$$\text{Poids de la poutre : } 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 2,205 = 7,442\text{KN}$$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 2,41 = 8,134 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,55 \times 25 \times 2,535 = 10,457 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,6 \times 25 \times 3,35 = 15,075 \text{KN}$

Poids de poteau :  $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{KN}$

$$\mathbf{G=282,35KN}$$

**Plancher étage RDC + 1<sup>er</sup> étage:**

Poids de plancher :  $31,085 \times 7,6 = 236,246 \text{KN}$

Poids de mur intérieur :  $1,2 \times 31,085 = 37,3 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,55 \times 25 \times 1,955 = 8,064 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 2,205 = 7,442 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 2,41 = 8,134 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,55 \times 25 \times 2,535 = 10,457 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,6 \times 25 \times 3,35 = 15,075 \text{KN}$

Poids de poteau :  $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 4,08 = 9,18 \text{KN}$

$$\mathbf{G=331,9KN}$$

**Plancher sous-sol :**

Poids de plancher :  $31,085 \times 5,6 = 174,076 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,55 \times 25 \times 1,955 = 8,064 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 2,205 = 7,442 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 2,41 = 8,134 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,55 \times 25 \times 2,535 = 10,457 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,6 \times 25 \times 3,35 = 15,075 \text{KN}$

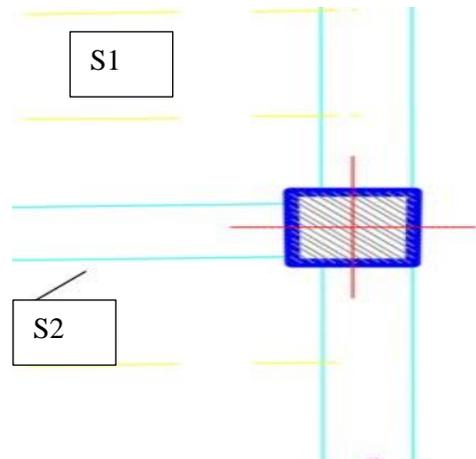
Poids de poteau :  $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 2,65 = 5,96 \text{KN}$

$$\mathbf{G=229,208KN}$$

**Tableau II.2 : choix des sections des poteaux centraux.**

NIVEAU	Surface	G totale	G cum	Q plancher	Q cum	Nu	Br=0.5*N	b-2	b
etage 8	31.085	513.064	513.064	77.712	77.712	809.204	404.602	20.115	22.115
etage 7	31.085	282.35	795.414	46.627	122.00765	1256.820	628.410	25.068	27.068
etage 6	31.085	282.35	1077.764	46.627	163.97195	1700.939	850.470	29.163	31.163
etage 5	31.085	282.35	1360.114	46.627	203.6049	2141.561	1070.781	32.723	34.723
etage 4	31.085	282.35	1642.464	46.627	240.9065	2578.686	1289.343	35.907	37.907
etage 3	31.085	282.35	1924.814	46.627	275.87675	3012.314	1506.157	38.809	40.809
etage 2	31.085	282.35	2207.164	46.627	308.98192	3443.144	1721.572	41.492	43.492
etage 1	31.085	331.9	2539.064	155.425	416.22517	4052.074	2026.037	45.012	47.012
RDC	31.085	331.9	2870.964	155.425	518.80567	4654.010	2327.005	48.239	50.239
s.sol	31.085	229.208	3100.172	77.712	569.31847	5039.210	2519.605	50.196	52.196

**Poteau rive :**



**Figure II. 8 : surface d'influence de poteau de rive**

**St=S1**

**St=10 cm<sup>2</sup>**

**Poteau rive:**

**S= 10m<sup>2</sup>**

**Plancher terrasse :**

Poids de L'acrotère :  $4.7 \times 2.3575 = 11,08\text{KN}$

Poids de plancher :  $10 \times 7,04 = 70.4\text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 4,7 = 15,8625\text{KN}$

**G=97,3425KN**

**Plancher étage courant (2eme jusqu'à 8eme étage) :**

Poids de plancher :  $10 \times 6,08 = 60,8 \text{KN}$

Poids de mur extérieur :  $2,81 \times 3,06 \times 4,7 = 26,84 \text{ KN}$

Poids de mur intérieur :  $1,2 \times 10 = 12 \text{ KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 4,7 = 15,8625 \text{KN}$

Poids de poteau :  $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{KN}$

$$\mathbf{G=122,3875KN}$$

**Plancher étage RDC + 1<sup>er</sup>etage:**

Poids de plancher :  $10 \times 7,6 = 76 \text{KN}$

Poids de mur intérieur :  $1,2 \times 10 = 12 \text{ KN}$

Poids de mur extérieur :  $2,81 \times 4,08 \times 4,7 = 53,88456 \text{ KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 4,7 = 15,8625 \text{KN}$

Poids de poteau :  $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 4,08 = 9,18 \text{KN}$

$$\mathbf{G=166,92KN}$$

**Plancher sous-sol :**

Poids de plancher :  $10 \times 5,6 = 56 \text{ KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 4,7 = 15,8625 \text{KN}$

Poids de poteau :  $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 2,65 = 5,96 \text{KN}$

$$\mathbf{G=77,8225KN}$$

Tableau II.3: choix des sections des poteaux rives.

NIVEAU	Surface	G totale	G cum	Q plancher	Q cum	Nu	Br=0.5*N	b-2	b
etage 8	10	219.73	219.73	25	25	334.136	167.068	12.925	14.925
etage 7	10	122.3875	342.1175	15	39.25	520.734	260.367	16.136	18.136
etage 6	10	122.3875	464.505	15	52.75	706.207	353.103	18.791	20.791
etage 5	10	122.3875	586.8925	15	65.5	890.555	445.277	21.102	23.102
etage 4	10	122.3875	709.28	15	77.5	1073.778	536.889	23.171	25.171
etage 3	10	122.3875	831.6675	15	88.75	1255.876	627.938	25.059	27.059
etage 2	10	122.3875	954.055	15	99.4	1437.074	718.537	26.806	28.806
etage 1	10	166.92	1120.975	50	133.9	1714.166	857.083	29.276	31.276
RDC	10	166.92	1287.895	50	166.9	1989.008	994.504	31.536	33.536
s.sol	10	77.8225	1365.7175	12.5	175.025	2106.256	1053.128	32.452	34.452

**Poteau d'angle :**

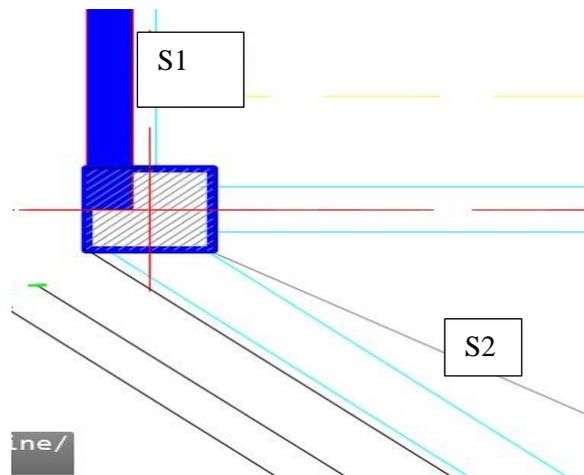


Figure II. 9 : surface d'influence de poteau d'angle

$$St=S1+S2$$

$$St=7.9049+7.731=15.63 \text{ cm}^2$$

**Plancher terrasse :**

$$\text{Poids de L'acrotère : } 5.065 \times 2.3575 = 11.940 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de plancher : } 15,63 \times 7,04 = 110,0352 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la poutre : } 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 1,965 = 6,513 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la poutre : } 0,3 \times 0,55 \times 25 \times 3,13512,931 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la poutre : } 0,3 \times 0,55 \times 25 \times 3,31 = 13,6537 \text{ KN}$$

$$G=155.0729 \text{ KN}$$

**Plancher étage courant (2eme jusqu'à 8eme étage) :**

Poids de plancher :  $15,63 \times 6,08 = 95,03 \text{KN}$

Poids de mur intérieur :  $1,2 \times 15,63 = 18,756 \text{KN}$

Poids de mur extérieur :  $2,81 \times 3,06 \times 5,065 = 43,55 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 1,965 = 6,513 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,55 \times 25 \times 3,13512,931 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,55 \times 25 \times 3,31 = 13,6537 \text{KN}$

Poids de poteau :  $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{KN}$

$$\mathbf{G=197,31KN}$$

**Plancher étage RDC + 1<sup>er</sup>etage:**

Poids de plancher :  $15,63 \times 7,6 = 118,788 \text{KN}$

Poids de mur intérieur :  $1,2 \times 15,63 = 18,756 \text{KN}$

Poids de mur extérieur :  $2,81 \times 4,08 \times 5,065 = 58,07 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 1,965 = 6,513 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,55 \times 25 \times 3,13512,931 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,55 \times 25 \times 3,31 = 13,6537 \text{KN}$

Poids de poteau :  $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 4,08 = 9,18 \text{KN}$

$$\mathbf{G=224,26KN}$$

**Plancher sous-sol :**

Poids de plancher :  $15,63 \times 5,6 = 87,528 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 1,965 = 6,513 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,55 \times 25 \times 3,13512,931 \text{KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,55 \times 25 \times 3,31 = 13,6537 \text{KN}$

Poids de poteau :  $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 2,65 = 5,96 \text{KN}$

**G=126,5857KN**

**Tableau II.4 : choix des sections des poteaux d'angles.**

NIVEAU	Surface	G totale	G cum	Q plancher	Q cum	Nu	Br=0.5*N	b-2	b
etage 8	15.63	325.383	325.383	39.075	39.075	497.880	248.940	15.778	17.778
etage 7	15.63	197.31	522.693	23.445	61.34775	797.657	398.829	19.971	21.971
etage 6	15.63	197.31	720.003	23.445	82.44825	1095.676	547.838	23.406	25.406
etage 5	15.63	197.31	917.313	23.445	102.3765	1391.937	695.969	26.381	28.381
etage 4	15.63	197.31	1114.623	23.445	121.1325	1686.440	843.220	29.038	31.038
etage 3	15.63	197.31	1311.933	23.445	138.71625	1979.184	989.592	31.458	33.458
etage 2	15.63	197.31	1509.243	23.445	155.3622	2270.521	1135.261	33.694	35.694
etage 1	15.63	224.26	1733.503	78.15	209.2857	2654.158	1327.079	36.429	38.429
RDC	15.63	224.26	1957.763	78.15	260.8647	3034.277	1517.139	38.950	40.950
s.sol	15.63	126.585	2084.348	39.075	286.26345	3243.265	1621.632	40.269	42.269

**Choix « a » des poteaux d'angle, rive, central :**

Pour poteau de RDC+1 On a :  $l_0 = 4.08$  m

$$\lambda = \frac{\sqrt{12 \times l_f}}{a} a = \frac{\sqrt{12 \times l_f}}{\lambda} l_f = \alpha \cdot l_0 \quad (\alpha = 0.7, \quad l_0: \text{hauteur d'etage}, \quad \lambda = 35) \longrightarrow$$

a=28.26cm

Pour poteau de 2<sup>eme</sup> ..... 8<sup>eme</sup> étage On a :  $l_0 = 3.06$  m

a=21.2 cm

Pour poteau de sous-sol On a :  $l_0 = 2.65$  m

a=18.36cm

**Tableau II.5: Choix des sections des poteaux d'angle, rive, central**

Etage	Poteau Angle				Poteau rive				Poteau central			
	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	b (cm)	Choix (cm <sup>2</sup> )	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	b (cm)	Choix (cm <sup>2</sup> )	Br(cm <sup>2</sup> )	a (cm)	b (cm)	Choix (cm <sup>2</sup> )
<b>Etage 8</b>	248.94	21.2	17.778	30x30	167.068	21.2	14.39	30x30	404.6	21.2	22.12	30x30
<b>Etage 7</b>	398.829	21.2	21.971	30x30	260.37	21.2	18.14	30x30	628.4	21.2	27.1	30x30
<b>Etage 6</b>	547.838	21.2	25.4	30x30	353.103	21.2	20.8	30x30	850.5	21.2	31.2	35x35
<b>Etage 5</b>	695.969	21.2	28.38	30x30	445.28	21.2	23.1	30x30	1070.78	21.2	34.7	35x35
<b>Etage 4</b>	843.22	21.2	31.04	35x35	536.89	21.2	25.2	30x30	1289.34	21.2	37.9	45x45
<b>Etage 3</b>	989.592	21.2	33.46	35x35	627.94	21.2	27.1	30x30	1506.16	21.2	40.8	45x45
<b>Etage 2</b>	1135.26	21.2	35.69	40x40	718.45	21.2	28.8	30x30	1721.57	21.2	43.5	50x50
<b>Etage1</b>	1327.08	28.3	38.43	40x40	857.1	28.3	31.3	35x35	2026.04	28.3	47.01	50x50
<b>RDC</b>	1517.14	28.3	40.95	45x45	994.504	28.3	33.5	35x35	2327	28.3	50.2	50x50
<b>Sous-sol</b>	1621.63	18.4	42.27	45x45	1053.13	18.4	34.5	35x35	2519.6	18.4	52.2	55x55

**Vérification au RPA :****R.P.A 2003 exige :**

- $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$  en zone III ..... Vérifier
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20 = 408/20 = 20.4 \text{ cm}$ ..... Vérifier ( $h_e$  est la hauteur entre nu d'étage)
- $1/4 < a/b < 4 = 0.25 < 1 < 4$ ..... Vérifie

## **CHAPITRE 3 :**

### **Etude les éléments secondaires**

### III-1 Introduction :

Les éléments non structuraux sont les composants qui ne font pas partie de la structure principale porteuse, mais jouent un rôle crucial pour le confort et la sécurité de bâtiment.

Ce chapitre fait l'objet d'étude des éléments secondaires suivants :

- ✓ Escalier
- ✓ Balcon
- ✓ Acrotère
- ✓ Plancher

### III.2-Les escaliers :

Il fait référence à une structure constituée d'une série de marches ou de volées de marches qui permettent de monter ou de descendre entre différents niveaux d'un bâtiment ou d'une structure. Les escaliers mécaniques sont une caractéristique architecturale courante dans diverses constructions et constituent un élément fonctionnel et souvent esthétiquement important dans la conception. On les trouve dans les résidences, les bâtiments commerciaux et divers espaces publics.

#### III-2-1 Définition les éléments d'un escalier :

Un escalier est caractérisé par :

- **Marches** : Les surfaces horizontales sur lesquelles on marche en montant ou en descendant l'escalier.
- **Contremarches** : Les surfaces verticales entre les marches. Certains escaliers peuvent ne pas avoir de contremarches, créant un espace ouvert entre les marches.
- **Limons** : Les pièces latérales ou les structures verticales qui supportent les marches et forment la structure de base de l'escalier.
- **Giron** : La profondeur horizontale d'une marche, mesurée du nez de la marche à la verticale du nez de la marche supérieure. (g)
- **La hauteur** d'une marche (h)
- **La hauteur** ou la montée d'un escalier (H).
- **Palier** : Une plate-forme horizontale reposant entre deux volées d'escalier, permettant un changement de direction.

**La volée** : suite ininterrompue des marches.

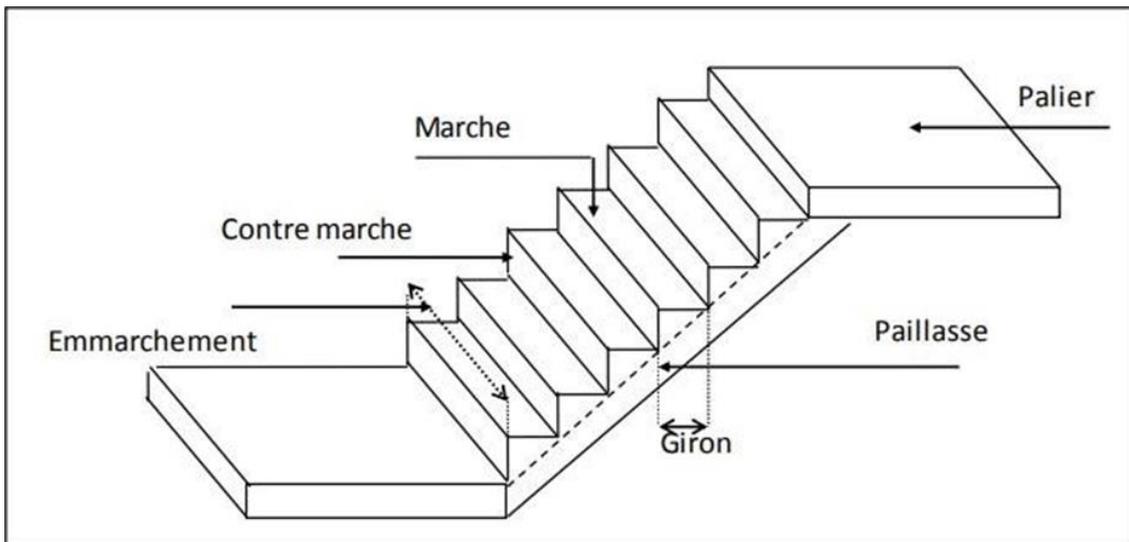


Figure III.1 : Les éléments d'un escalier

**III.2.2 Détermination nombre de marches :**

**a. Relation de Blondel :**

Pour un escalier confortable on doit avoir :

$$2h + g = 64\text{cm}$$

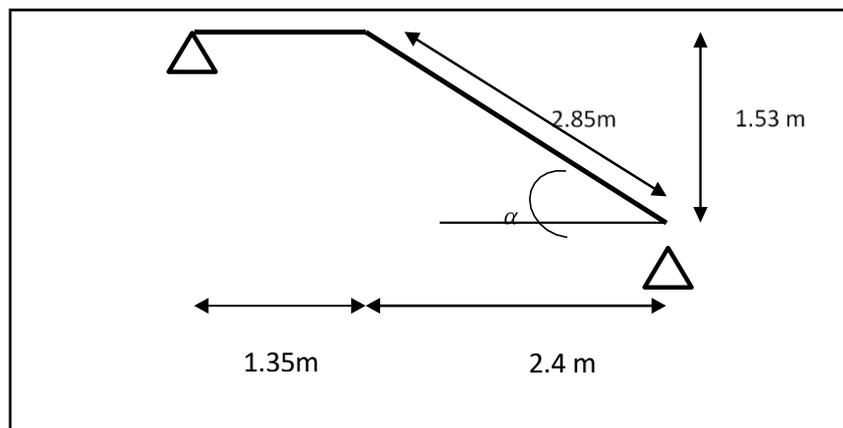


Figure III.2 : Schéma statique de l'escalier étage 2 ,...8

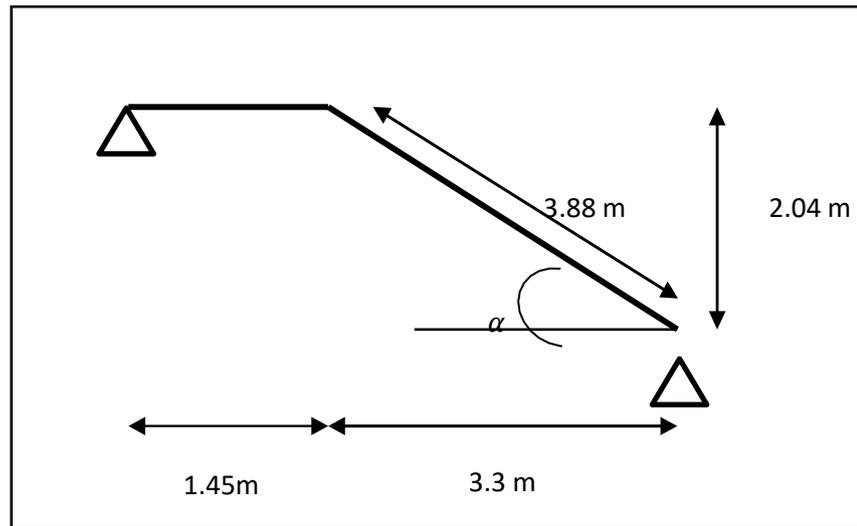


Figure III.3 : Schéma statique de l'escalier RDC +1

L'inclinaison de la volée :

$$\tan \alpha = \frac{1.53}{2.4} \quad \alpha = 0.63 \quad \longrightarrow \quad \text{Pour les etages 2, \dots, 8}$$

$$\tan \alpha = \frac{2.04}{3.3} \quad \alpha = 0.618 \quad \longrightarrow \quad \text{Pour RDC+1}$$

- **(n-1)** : Nombre de marches.
- **n** : Nombre de contre marches.
- **h** : Hauteur de la marche
- **g** : Largeur de la marche (giron).
- **L** : Portée en plan de la volée
- **H** : Hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs.

Pour un bâtiment d'habitation, on prend :  $(g+2h) = 64$

$$64 n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0 \quad 64 n^2 - n(64 + 2 \times 153 + 240) + 2 \times 1.53 = 0$$

$$64 n^2 - 610 n + 306 = 0 \quad \longrightarrow \quad \Delta = 610^2 - 4(64 \times 306) = 293764$$

$$n_1 = \frac{610 - \sqrt{293764}}{2 \times 64} = 0.53$$

$$n_2 = \frac{610 + \sqrt{293764}}{2 \times 64} = 9$$

On prend le nombre de marche **n = 9**

Le nombre de contre marche **n-1 = 8**

Avec :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17cm \quad \longrightarrow \mathbf{h=17cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30cm \quad \longrightarrow \mathbf{g=30cm}$$

**Les vérifications de l'équation de BLONDEL :**

$$14cm \leq \mathbf{h} \leq 17cm \quad \mathbf{CV} \quad \text{pour étage } 2^{\text{ème}} \dots\dots 8^{\text{ème}}$$

$$24cm \leq \mathbf{g} \leq 30cm \quad \mathbf{CV}$$

$$(2*17) + 30 = 64 \text{ cm} \quad 58 < 64 \leq 64$$

Pour **RDC+ 1** le même travaille on trouve :  $n_1 = 0.53$  ,  $n_2 = 12$

On prend le nombre de marche **n = 12**

Le nombre de contre marche **n-1 = 11**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{204}{12} = 17cm \quad \longrightarrow \mathbf{h=17cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{330}{11} = 30cm \quad \longrightarrow \mathbf{g=30cm}$$

**Les vérifications de l'équation de BLONDEL :**

$$14cm \leq \mathbf{h} \leq 17cm \quad \mathbf{CV} \quad \text{pour étage RDC+1}$$

$$24cm \leq \mathbf{g} \leq 30cm \quad \mathbf{CV}$$

$$(2*17) + 30 = 64 \text{ cm} \quad 58 < 64 \leq 64$$

**-Détermination de l'épaisseur :**

$$\frac{\mathbf{l}}{30} \leq \mathbf{e} \leq \frac{\mathbf{l}}{20}$$

}	$\mathbf{l} = 1.35 + 2.85 = 4.2 \text{ m}$	pour étage $2^{\text{ème}} \dots\dots 8^{\text{ème}}$
}	$\mathbf{l} = 1.45 + 3.88 = 5.33 \text{ m}$	Pour RDC+1

}	$\frac{375}{30} = 14cm \leq e \leq \frac{4.2}{20} = 21cm$	on prende = 15cm pour étage $2^{\text{ème}} \dots\dots 8^{\text{ème}}$
}	$\frac{533}{30} = 17.76cm \leq e \leq \frac{5.33}{20} = 26.65cm$	on prend = 20cm Pour RDC+1

**III.2.3 Evaluation des charges :**

Les charges permanentes **G** et les surcharges d'exploitations **Q** sont évaluées selon le D.T.R.B.C.22

**a. Charge permanente :**

• **Paillasse:**

Poids propre de la paillasse .....  $G_{2..8} = 25 \times \frac{0.15}{\cos 32.21} = 4.43 \frac{kn}{m^2}$

.....  $G_{RDC+1} = 25 \times \frac{0.20}{\cos 31.71} = 5.877 \frac{kn}{m^2}$

1- Carrelage ( e = 2 cm , P = 20 kN / m<sup>3</sup>)..... = 0,40 kN /m<sup>2</sup>

2- Mortier de pose ( e = 2 cm , P= 20 kN / m<sup>3</sup>)..... = 0,40 kN /m<sup>2</sup>

3- Enduit plâtre ( e = 1,50 cm , P = 10 kN/m<sup>3</sup>)..... = 0,15 kN/m<sup>2</sup>

4- poids propre de la marche ..... = 2,125 kN/m<sup>2</sup>

5- gardes corps ..... = 0,60 kN/m<sup>2</sup>

$G_{2..8 \text{ etage}} = 8.105 \text{ kN/m}^2 \quad G_{RDC+1} = 9.552 \text{ kN/m}^2$

• **Palier**

1- Carrelage ( e = 2 cm , P = 20 kN / m<sup>3</sup>)..... = 0,40 kN /m<sup>2</sup>

2- Mortier de pose ( e = 2 cm , P= 20 kN / m<sup>3</sup>)..... = 0,40 kN /m<sup>2</sup>

3- poids propre de dalle ( e = 15 cm , P = 25 kN/..... = 4,50 kN/m<sup>2</sup>

4- poids propre de dalle ( e = 20 cm , P = 25 kN/..... = 5,00 kN/m<sup>2</sup>

5- Enduit plâtre ( e = 1,50 cm , P = 10 kN/m<sup>3</sup>)..... = 0,15 kN/m<sup>2</sup>

$G_{2..8 \text{ etage}} = 5.45 \text{ kN/m}^2 \quad G_{RDC+1} = 5.95 \text{ kN/m}^2$

**b- Charge exploitation** ..... Q= 2.5kN/m<sup>2</sup>

**c-Combinaison des charges :**

• **E.L.U :**

**Palier :**  $q_1 = (1.35 \times 5.95) + (1.5 \times 2.5) = 11.78 \text{ kN/m}^2$

Pour RDC+1

**Paillasse :**  $q_2 = (1.35 \times 9.552) + (1.5 \times 2.5) = 16.64 \text{ kN/m}^2$

**Palier :**  $q_1 = (1.35 \times 5.45) + (1.5 \times 2.5) = 11.11 \text{ kN/m}^2$

pour étage 2eme .....8eme

**Paillasse :**  $q_2 = (1.35 \times 8.105) + (1.5 \times 2.5) = 14.69 \text{ kN/m}^2$

• **E.L.S :**

**Palier :  $q_1 = 5.95 + 2.5 = 8.45 \text{ kN/m}^2$**

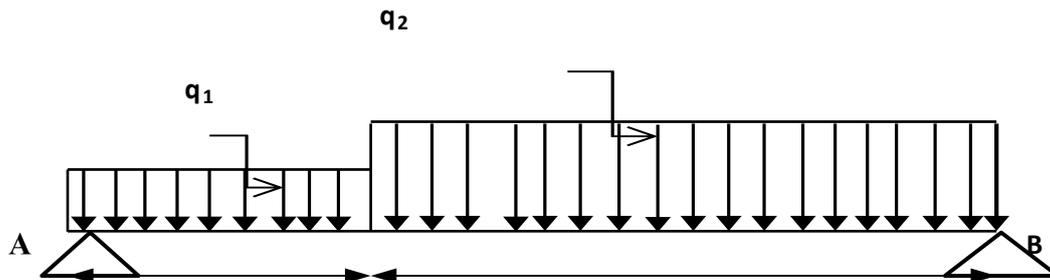
Pour RDC+1

**Paillasse :  $q_2 = 9.552 + 2.5 = 12.05 \text{ kN/m}^2$**

**Palier :  $q_1 = 5.45 + 2.5 = 7.95 \text{ kN/m}^2$**

pour étage 2eme .....8eme

**Paillasse :  $q_2 = 8.105 + 2.5 = 10.6 \text{ kN/m}$**



**Figure III.4 : Schéma de chargement de l'escalier à l'ELU.**

On prend les moments **M** et les efforts de **T** par **MD SOLID** :

**Tableau III.1 : Calcul des efforts internes de l'escalier balancé.**

	Combinaison	M max(kn.m)	T max (kn)
Escalier 2eme.... 8eme étage	ELU	24.22	26.67
	ELS	17.44	19.23
Escalier RDC+1	ELU	44.41	38.44
	ELS	32.12	27.82

**III.2.4 Calcul de ferrailage à l'ELU:**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une Bande de 1 m de largeur,

avec :

**Pour Escalier 2eme.... 8eme étage :**

On prend  $M_u^{max} = 24.22 \text{ kN.m}$

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

**Travée :**  $M_u^{max}_{travée} = 0.85 M_u^{max} = 0.85 \times 24.22 = 20.587 \text{ kN.m}$

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{20.587 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 17} = 0.0664$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.0517)} \right) = 0.086$$

$$Z = 135 \times (1 - (0.4 \times 0.066)) = 130.35 \text{ mm}$$

$$AS_{cal} = \frac{20.587 \times 10^6}{130.35 \times 435} = 363.072 \text{ mm}^2 = 3.63 \text{ cm}^2$$

Choix **7T10** = 5.5 cm<sup>2</sup>

**Appui** :  $M_u^{\max}_{appui} = 0.5 M_u^{\max} = 0.5 \times 24.22 = 12.11 \text{ kN.m}$

$$\mu = 0.039 \rightarrow \alpha = 0.0498 \rightarrow Z = 132.3 \text{ mm} \rightarrow AS_{cal} = 2.1 \text{ cm}^2$$

Choix **5T8** = 2.51 cm<sup>2</sup>

**pour Escalier RDC+1** : **b** = 100 cm ; **h** = 20cm ; **d** = 0,9h = 18cm

**Travée** :  $M_u^{\max}_{travée} = 0.85 M_u^{\max} = 0.85 \times 44.41 = 37.7485 \text{ kN.m}$

$$\mu = 0.0685 \rightarrow \alpha = 0.088 \rightarrow Z = 173.6 \text{ mm} \rightarrow AS_{cal} = 4.998 \text{ cm}^2$$

Choix **6T12** = 6.79 cm<sup>2</sup>

**Appui** :  $M_u^{\max}_{appui} = 0.5 M_u^{\max} = 0.5 \times 44.41 = 22.205 \text{ kN.m}$

$$\mu = 0.0403 \alpha = 0.051 \quad Z = 176.295 \text{ mm} \quad AS_{cal} = 2.89 \text{ cm}^2$$

Choix **5T10** = 3.93 cm<sup>2</sup>

**Tableau III.2: Ferrailage d'escalier**

		M (kN.m)	μ	μ < μ <sub>R</sub>	A <sub>s</sub> '	α	Z (mm)	Ascal (cm <sup>2</sup> )	choix	Asadp (cm <sup>2</sup> )
Esc 2em..8em	T	20.587	0.0664	oui	0	0.086	130.35	3.63	5T10	3.93
	A	12.11	0.039	oui	0	0.0498	132.3	2.1	6T8	3.02
Esc Rdc+1	T	37.7485	0.0685	oui	0	0.088	173.6	4.998	6T12	6.79
	A	22.205	0.0403	oui	0	0.051	176.295	2.89	5T10	3.93

**Espacement des armature :**

Pour **Esc 2em..8em** :

- En travée : esp < 100/7 = 14.285 cm      esp = 14 cm

- En appuis : esp ≤ 100/6 = 16.666 cm      esp = 16 cm

Pour **Esc Rdc+1** :

- En travée :  $esp < 100/6 = 12.5 \text{ cm}$        $esp = 16 \text{ cm}$

- En appuis :  $esp \leq 100/5 = 20 \text{ cm}$        $esp = 20 \text{ cm}$

**Armature de répartition :**

pour **Esc 2em..8em :**

**En travée :**       $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad 1.375 \leq A_r \leq 2.75$

Choix :

—————>       $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec : **esp = 16 cm**

**En appuis :**       $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad 0.7575 \leq A_r \leq 1.515$

Choix :

—————>       $A_r = 4\text{HA}8 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec : **esp = 25 cm**

**Armature de répartition :**

pour **Esc Rdc+1 :**

**En travée :**       $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad 1.74 \leq A_r \leq 3.48$

Choix :

—————>       $A_r = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec : **esp = 20 cm**

**En appuis :**       $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad 0.9825 \leq A_r \leq 1.965$

Choix :

—————>       $A_r = 5\text{HA}6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec : **esp = 25 cm**

**Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité :**

On doit vérifier que :

$$A_{s_{cnf}} \geq A_{s_{min}} = 0.23 b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} A_s = 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.4}{500} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$\left. \vphantom{\frac{f_{t28}}{f_e}} \right\} A_s = 0.23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2.4}{500} = 1.987 \text{ cm}^2$$

Tableau III.3 : Vérification à l'ELU.

		As <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>cnf</sub> (cm <sup>2</sup> )	Condition As <sub>adp</sub> > As <sub>cnf</sub>
Esc 2em..8em	T	3.93	1.49	Vérifier
	A	2.51	1.49	Vérifier
Esc Rdc+1	T	6.79	1.987	Vérifier
	A	3.14	1.987	Vérifier

**Contrainte de cisaillement de béton (effort tranchant) :**

Pour des fissurations préjudiciables, on doit vérifier que

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} < \tau_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) \text{ MPA}$$

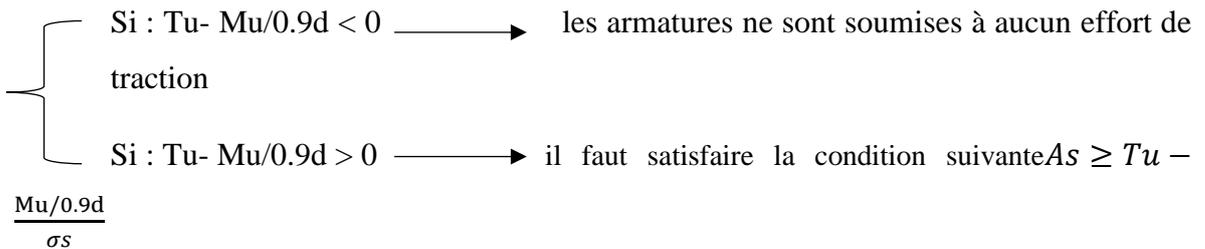
Tu = 38.44kn(pour RDC+1) , Tu = 26.67 kn(pour 2eme..... 8em étage )

$\tau = \frac{38.44 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.213 \text{ MPA} < 3 \text{ MPA} \dots\dots\dots$ Condition vérifier pour RDC+1

$\tau = \frac{26.67 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.1975 \text{ MPA} < 3 \text{ MPA} \dots\dots\dots$ Condition vérifier pour 2em..8em

**Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction



$$Tu - \frac{Mu}{0.9d} = 38.44 \times 10^3 - 274.135 \times 10^3 = -23.567 \times 10^4 \text{ MPA} < 0$$

$$Tu - \frac{Mu}{0.9d} = -17.267 \times 10^4 \text{ MPA} < 0$$

→ (Les armatures ne sont Soumises à aucun effort de traction).

Vérification des armatures transversales :

$\tau = Tu \text{ max} / bd = 0.213 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifié pour RDC+1

$\tau = T_u \max / bd = 0.1975 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$  .....condition vérifié pour  
**2em..8em**

→ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**Vérification à l'E.L.S :**

La vérification ce fait d'après le " **CBA 93**"

.On doit vérifier que :

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$  (fissuration préjudiciable)

• **Vérification des contraintes du béton et d'acier à l'ELS :**

On doit vérifier que :  $\text{MPa } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18$

**Position de l'axe neutre :**

**Moment d'inertie :**

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

Avec:

$N = 15$  ;  $c = c' = 2 \text{ cm}$  ;  $h = 20 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $d = 18 \text{ cm}$  ;  $d = 18 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $l = 5.72 \text{ m}$  ;  $A_s = 0$

**Tableau III.4: verification ELS**

	<b>Mser</b> (kN.m)	<b>As</b> (cm <sup>2</sup> )	<b>Y</b> (cm)	<b>I</b> (cm <sup>4</sup> )	<b>σbc</b> MPa	<b>σbc</b> <sup>-</sup> MPa	<b>σs</b> MPa	<b>σs</b> <sup>-</sup> MPa	<b>σbc &lt; σbc</b>
Esc 2em..8em	14.824	5.5	3.9	8809	6.5	18	230.2	250	Vérifier
	8.72	3.3	3	5430	4.8	18	240.7	250	Vérifier
Esc Rdc+1	27.302	6.79	5.1	21370	6.6	18	246.8	250	Vérifier
	16.06	3.93	4.1	13686	4.8	18	245.5	250	Vérifier

**Vérification de la flèche :**

Selon l'article 8-7-5 (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0}$

Alors :

- $h/l = 0.15/3.75 = 0.36$  pour 2<sup>eme</sup> .... 8<sup>eme</sup>
- $h/l = 2.04/4.75 = 0.429$  pour rdc+1  $\longrightarrow$   $1/16 = 0,0625$ .....**Condition vérifiée**
- $\frac{As}{b.d} = 0.0037 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0084$   $\longrightarrow$  .....**Condition vérifiée**
- $\frac{h}{l} = 0.644 \geq \frac{Mt}{10M_0} = 0.171$   $\longrightarrow$  .....**Condition vérifiée .**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

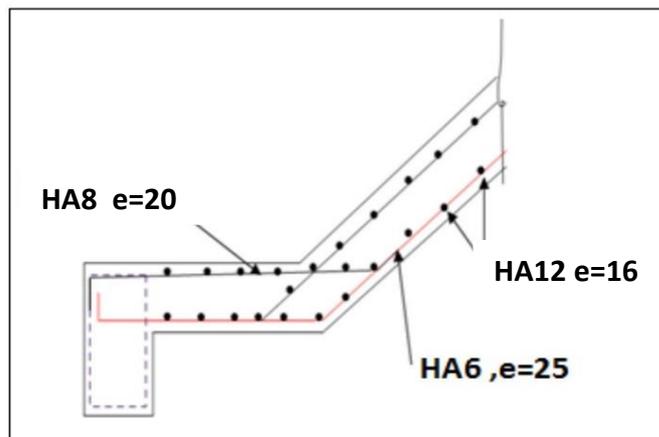


Figure III.5: Ferrailage de l'escalier RDC+1.

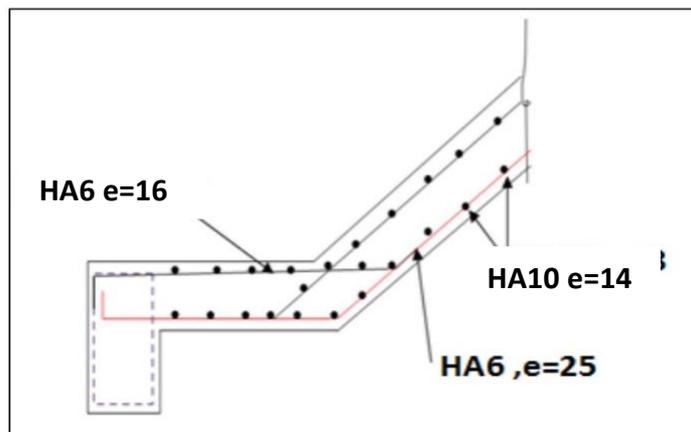


Figure III.6: Ferrailage de l'escalier 2em..8em étage

## **Balcon :**

### **Définition :**

« Les Balcons » est un terme français qui se traduit par « balcon » en anglais.

Un balcon est une plate-forme entourée d'un mur ou d'une balustrade à l'extérieur d'un bâtiment, avec accès depuis une fenêtre ou une porte de l'étage supérieur.

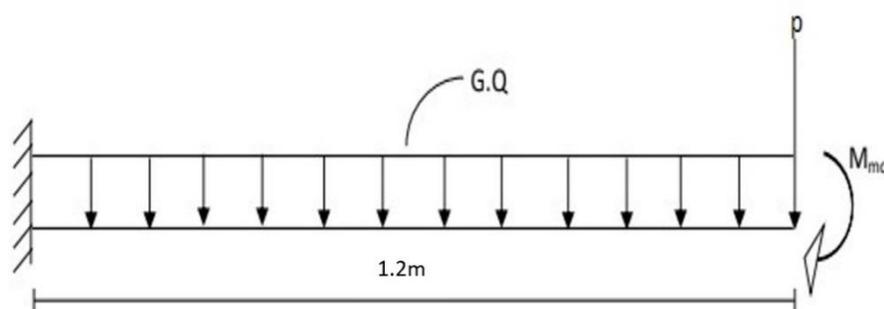
Les balcons sont souvent utilisés pour la détente, la décoration ou comme extension de l'espace de vie intérieur, offrant un endroit pour profiter du plein air tout en étant quelque peu abrité.

En milieu urbain, les balcons sont des éléments courants des bâtiments résidentiels et sont souvent ornés de plantes, de meubles ou d'autres éléments décoratifs.

### **Ferraillage d'un balcon :**

Le bâtiment étudié comporte à plusieurs types de balcon, et on généralisée le calcul par balcon rectangulaire comme une console en dalle pleine encastree à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.



**Figure III.4:** schéma statique de balcon.

### **Evaluation des charges :**

- Charge d'exploitation :  $Q=3.5 \text{ kN/m}^2$
- Charge permanentes :

**1- Charge du balcon :**

Dalle de sol ( $e=2\text{cm}$ ).....	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
Mortier de pose ( $e=2\text{cm}$ ) .....	$0,02 \times 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
Poids propre de la dalle ( $e=15\text{cm}$ ).....	$0,15 \times 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
Enduit de ciment ( $e=2\text{cm}$ ).....	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
Lit de sable ( $e=3\text{cm}$ ).....	$0,03 \times 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

**$G_t = 5,27 \text{ kN/m}^2$**

**2- Charge concentré du garde-corps :**

Poids du mur (brique $e=10\text{cm}$ ).....	$0,1 \times 9 = 0,9 \text{ kN/m}^2$
Enduits de ciment ( $2 \times 2\text{cm}$ ).....	$0,04 \times 18 = 0,72 \text{ kN/m}^2$

**$G_t = 1,62 \text{ kN/m}^2$**

**Pour une bande de 1m P×1m = 1.62 kN/ml**

**Combinaisons des charges :**

- Charge réparties G et Q :

- ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 5.27) + (1.5 \times 3.5) = 12.3645 \text{ kN/ml}$

- ELS :  $q_s = G + Q = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ kN/ml}$

- Charge concentré :

- ELU :  $p_u = 1.35p = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ kN/ml}$

- ELS :  $p_s = p = 1.62 \text{ kN}$

**-Moment due à la main courante :**

$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ kNm}$

**Tableau:** combinaison des charges .

	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
<b>Q</b>	12.3645	8.77
<b>P</b>	2.187	1.62
<b>M<sub>mc</sub></b>	1.5	1



• **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} \text{ avec ; } A_{s \text{ min}} = 0.23bd f_{t28} / f_e = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,02 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1,5 \text{ cm}^2$$

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

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_u$

$$\tau_u = \text{Min} (0,2 f_{c28} \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) = 5 \text{ Mpa} \longrightarrow \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable}$$

$$\tau_u = \tau_{u\text{max}}/bd = 17.024 \times 10^3 / 1000 \times 135 = 0.126 \text{ Mpa}$$

0.126 Mpa ≤ 5 Mpa .....Condition vérifiée .

**2. Vérification de l'E.L. S :**

• **Vérification des contraintes du béton :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Il faut vérifier les deux conditions :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I \leq \sigma = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$

- **Position de l'axe neutre :**

$$b \cdot 2 y^2 + n A_s' (y-c') - n A_s (d-y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = b \cdot 3 y^3 + n A_s' (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$$

Les données :

b=100cm ; h=15cm ; d=13.5cm ; d'=1.5cm ; f<sub>c28</sub> = 30MPa ; f<sub>t28</sub> = 2,4MPa ; σ<sub>bc</sub> = 17MPa  
f<sub>e</sub> = 500MPa

**Tableau:** ferrailage de balcon.

M <sub>ser</sub> (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> MPa	σ <sub>b</sub> <sup>-</sup> MPa	σ <sub>s</sub> MPa	σ <sub>s</sub> <sup>-</sup> MPa	Condition
9.258	3.02	0.00	0.03	5893	4.8	18	246.5	250	Vérifier

**3. Vérification ELU:**

• **Espacement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \text{ pour une charge répartie} \\ (2h ; 22\text{cm}) \text{ pour une charge concentrée} \end{array} \right.$$
  

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (33\text{cm}) \\ (22\text{cm}) St = 16\text{cm} \dots\dots\dots \text{verifier} \end{array} \right.$$

**Armatures de répartitions :**

$$As/4 < Ar < As/2 \qquad 0.755 \text{ cm} \leq Ar \leq 1.51 \text{ cm}$$

Le choix est de: 5HA6 = 1,41cm<sup>2</sup> ; avec : St=20cm

• **Condition de non fragilité :**

$$As \geq As \text{ min avec ; } As \text{ min} = 0.23bd f_{t28} / f_{e} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$As = 3,02 \text{ cm}^2 \geq As \text{ min} = 1,5 \text{ cm}^2$$

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

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_u$

$$\tau_u = \text{Min} (0,2 f_{c28} \gamma_b ; 5\text{Mpa}) = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable}$$

$$\tau_u = \tau_{\text{max}} / bd = 17.024 \times 10^3 / 1000 \times 135 = 0.126 \text{ MPa}$$

0.126 MPa ≤ 5 MPa .....Condition vérifiée .

**4. Vérification de l'E.L. S :**

• **Vérification des contraintes du béton :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Il faut vérifier les deux conditions :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I \leq \sigma = 0.6 f_{c28} = 18\text{MPa}$

- **Position de l'axe neutre :**

$$b \cdot 2 y^2 + n \cdot As' (y - c') - n \cdot As (d - y) = 0$$

**- Moment d'inertie :**

$$I = b \int_0^y y^3 + n A_s' (y-c') + n A_s (d-y)^2$$

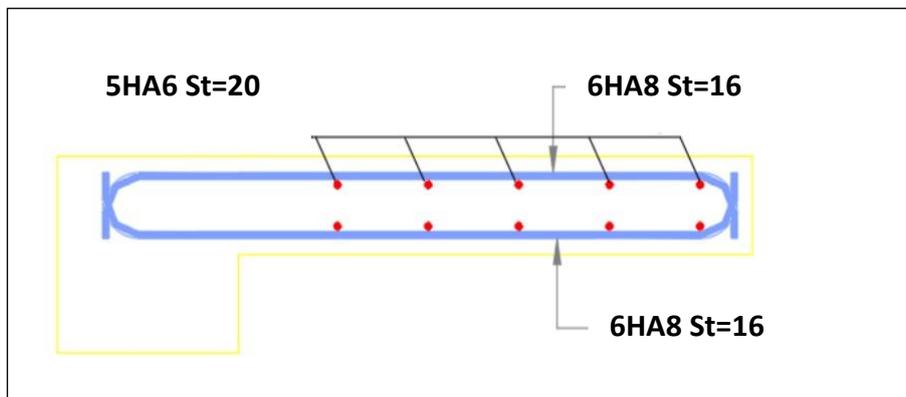
Les donnes :

b=100cm ; h=15cm ; d=13.5cm ; d'=1.5cm ;  $f_{c28} = 30\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$

$f_e = 500\text{MPa}$

**Tableau :Vérification de l'E.L. S**

Mser (kn.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_b^-$ MPa	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_s^-$ MPa	Condition
9.258	3.02	0.00	0.03	5893	4.8	18	246.5	250	Vérifier



**Figure III.9 : Schéma de ferrailage de balcon.**

**L'acrotère :**

**III.2.1 Introduction :**

L'acrotère est un élément non structural en béton armé contournant le plancher inaccessible du bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il considère également comme un élément décoratif.

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade. Sur l'acrotère peut se fixer un élément de protection et d'étanchéité de la partie supérieure.

**III.2.2 Evaluation des charges appliquées sur l'acrotère :**

L'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base et qui est soumise à un effort normal provoqué par son poids propre (G), à un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge (Q) exercé par la main courante, ou bien une force sismique

(Fp).

Il s'agit essentiellement de l'évaluation de G et Q de la dalle en béton armé afin de pouvoir la ferrailer.

**a) Charge permanente :**

La console vertical est soumise à une charge permanente G,

G sera la somme de : Poids propre de l'acrotère = 25 x S (KN) + poids de revêtements (enduit en ciment).

S = surface transversale de l'acrotère.

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,2 \times 0,1) - (0,1 \times 0,05 / 2)$$

$$S = 0,0775 \text{ m}^2$$

G sera la somme de : Poids propre de l'acrotère =  $\rho_b \times S$  (KN) + poids de revêtements (enduit en ciment).

$$\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$G = 25 \times 0,0775 = 1,9375 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-Grevêtement} = 15 \times 2 \times 0,02 \times (0,6 + 0,1) = 0,42 \text{ kN/m}$$

$$G_{acr} = 1,9375 + 0,42 = 2,3575 \text{ KN}$$

**b) Surcharge d'exploitation :**

La console verticale est soumise à une surcharge d'exploitation Q horizontale exercée par la main courante ou bien une force sismique Fp, cette force est déterminée selon le RPA99/V 2003

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$$

L'action des forces horizontale est donnée par : **Fp = 4ACpWp**

**A** : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage approprié [A=0.25]

**Cp** : facteur de force horizontale donné par le tableau [Cp=0.8]

**Wp**: poids de l'acrotère =2.3575KN

**Fp**=4X0.25X0.8X2.3575= 1,886 KN

**Qh**=force longitudinale de calcul =Max (1,5Q ; Fp)

Fp=1,886KN

→Qh= 1,886KN

1,5Q= 1,5KN

Pour une bande de 1m de largeur :

**G= 2,3575KN ; Qh=1,886KN**

**II.2.3 Calcul des efforts :**

Pour une bande de 1m de largeur :

**E.L.U :**

Nu=1,35G=3,183kN

Mu=1,5.Qh.h=1,697kNm

Tu=1,5.Qh=2,829kN

**E.L.S :**

Nser=G=2.3575kN

Mser=Qh.h=1,132kNm

Tser=Qh=1,886kN

**Tableau III.10 : Calcul des sollicitations.**

	<b>N (kN)</b>	<b>M(kN.m)</b>	<b>T(kN)</b>
<b>ELU</b>	3.183	1.697	2.829
<b>ELS</b>	2.3575	1.132	1.886

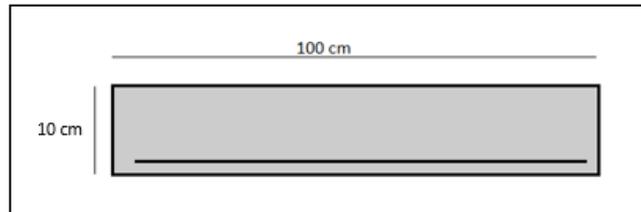
**III.2.4 Ferrailage de l'acrotère :**

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse cette dernière est sollicité par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.

- Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement. Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, a la flexion composée par un mètre linéaire de l'acrotère

Le calcul se fait pour une bonde 1m de largeur dont les dimensions sont les suivant



**Figure III.9.: section de l'acrotère.**

-Largeur=100 cm

-Hauteur:  $h=60\text{cm}$

-Epaisseur =10 cm

**Calcul de l'excentricité :**

$$F_{c28} = 30\text{MPa} ; f_c = 500\text{MPa} ; e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.697}{3.183} = 0.533\text{m} = 53.3\text{cm}$$

$$d = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} < e$$

→ donc la section est partiellement comprimée

Le centre de la section se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, la section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armature en flexion simple sous l'effort du moment  $M_f$  puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée (en adopte un ferrailage symétrique)

**-calcul du moment fictif  $M_f$  :**

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.697 + 3.183 \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.79\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1.79 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 80^2} = 0.0164 < \mu_r = 0.371$$

→ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_s' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.021$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 79.328\text{mm}$$

On a  $\mu < 0.1$

$$AS_{\text{fectif}} = \frac{1.07 \times Mf}{\sigma_s \times d} = \frac{1.07 \times 1.79 \times 10^3}{435 \times 8} = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$AS = AS_{\text{fectif}} - \frac{Nu}{100 \times \sigma_s} = 0.55 - \frac{3.183 \times 10^3}{100 \times 435} = 0.476 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$AS \text{ min} > \max \left[ b \times \frac{h}{1000}; 0.23b \times d \times \frac{Ft_{28}}{Fe} \right] = [1; 0.883] = 1 \text{ cm}^2$$

$$AS = \max(A; AS \text{ min}) = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow AS = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Espacement:**

$$St < \min(3h, 33) = 30 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de réparations :**

$$Ar = \frac{Ap}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend} \dots \dots \dots Ar = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

**Espacement:**

$$St < \min(4h, 45) = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend} \dots \dots \dots St = 20 \text{ cm}$$

**III.5.1.1 Vérification a ELU:**

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

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{2.928 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0354 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\tau_{uadm} = \min \left( \frac{0.45 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = \min(3 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0354 \text{ Mpa} < \tau_u = 3 \text{ Mpa} \dots \dots \dots cv$$

- **Vérification des armatures transversale:**

Dans le cas des élément minces on ne, dispose pas les armature transversale si la

condition suivant est vérifiée :

$$\tau_u = 0.0354 \text{ MPa} < 0.05 \times f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ cv}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaire a condition qu'on n'ait pas de reprise de bétonnage pendant l'exécution.

**III.5.1.2 Vérification ELS :**

$M_{ser} = 1.132 \text{ kN.m}$

$N_{ser} = 2.3575 \text{ kN} .$

$$e1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.132 \times 10^2}{2.3575} = 48.02 \text{ cm}$$

$$e1 = \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimé.

$$c = \frac{h}{2} - e1 = \frac{10}{2} - 48.01 = -43.02 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve a l'extérieure de la section  
calculer

$$Y_{ser} = Z_c + C$$

$$P = -3c^2 + 90 \cdot \frac{A(d-c)}{b} = -5459.866 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 + 90 \cdot \frac{A(d-c)^2}{b} = 154527.08 \text{ cm}^3$$

**Résolution de l'équation :**

$$Z^3 + pZ + q = 0$$

On calcule  $\Delta$ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (154537.08)^2 + \frac{4(-5459.866)^3}{27} = -2.34 < 0$$

$$\rightarrow \text{donc } \varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \frac{\sqrt{-3}}{p}\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \times 154537.08}{2 \times -5459.866} \times \frac{\sqrt{-3}}{-5459.866}\right)$$

$$\varphi = 174.35^\circ$$

$$\alpha = 2 \times \frac{\sqrt{-p}}{3} = 85.32$$

Nous avons 3 solutions :

$$Z1 = \frac{\alpha \cos(\varphi)}{3} = 45.07 \text{ cm}$$

$$Z2 = \frac{\alpha \cos(\varphi + 120)}{3} = -85.27 \text{ cm}$$

$$Z3 = \frac{\alpha \cos(\varphi + 240)}{3} = 40.21 \text{ cm}$$

$$Y_{ser1} = 2.05 \text{ cm}$$

$$Y_{ser2} = -128.29 \text{ cm}$$

$$Y_{ser3} = -2.81 \text{ cm}$$

On prend :

end :

$$0 < y_{ser} = 2.05 \text{ cm} < d = 8 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \left[ A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2 \right] = 1354.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times Y_{ser} \times Z_c}{I} = 1.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.61 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} \dots \text{ cv}$$

• **Etat limite d'ouvrage des fissures :**

$$\sigma_s = 15 \times (N_{ser} \times Z_c) / I \times (d - y_{ser}) = 15 \times 0.08 \times (8 - 2.05) = 71.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s \text{ adm}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; \max(110\sqrt{n}; 0.5 f_e; f_{t28}) \right) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 71.4 \text{ MPa} < \sigma_{s \text{ adm}} = 250 \text{ MPa} \dots \text{ cv}$$

Donc les armatures calculées sont convenables.

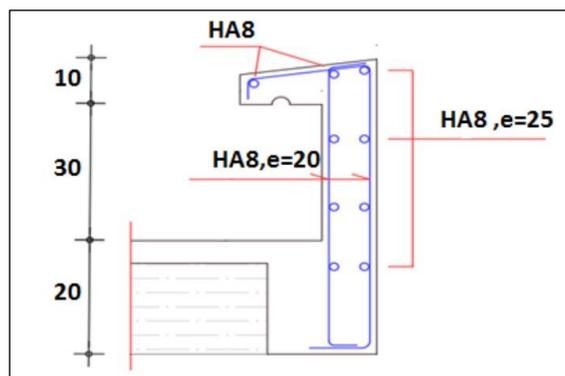


Figure III.10. : ferrailage de l'acrotère.

**III.6.Les planchers :**

**III.6.1 Introduction :**

Les planchers sont des éléments horizontaux qui ont pour rôles de :

- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- Répartir les charges horizontales vers les contreventements.
- Garantir la compatibilité des déplacements horizontaux.

**III.6.2 Plancher a corps creux :**

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur 25cm.

**III.6.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :**

**a) Calcul des poutrelles :**

Les poutrelles, en forme de sections en T en béton armé, servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Elles sont disposées en fonction du nombre maximal d'appuis.  $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t$

$h_t$  :Hauteur du plancher.

$h_0$ : Hauteur du la dalle de compression

$$b_1 = b - b_0$$

Tel que :

**LX** : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

**LY** : Distance entre nus d'appuis des poutres.

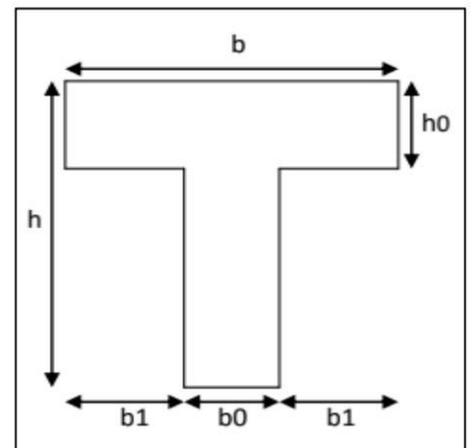
$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4 ; 0,6) \cdot h = (10 ; 15) \text{ cm.}$$

$$b_0 = 15 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} < \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) \rightarrow b < 2 \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) + b_0$$

$$L_x = 60 \text{ cm} ; L_y = 500 \text{ cm}$$



**Figure III.11 : Schéma poutrelles**

$$b_1 < \min \left( \frac{60}{2}; \frac{500}{10} \right) = 30\text{cm}$$

$$b = 2 \times 30 + 15 = 75\text{cm.}$$

$$\rightarrow b = 75\text{cm} ; b_0 = 15\text{cm} ; b_1 = 30\text{cm} ; h_t = 25\text{cm} ; h_0 = 5\text{cm}$$

**III.6.2.2 Évaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :**

-A l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$      $p_u = 0,60 \times q_u$

-A l'ELS :  $q_s = G + Q$      $p_s = 0,60 \times q_s$

**Tableau III.11 : Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles.**

Désignation	G(kN/m <sup>2</sup> )	Q(kN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			Qu (kN/m <sup>2</sup> )	Pu (kN/ml)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	Ps (kN/ml)
Terrasse Inaccessible	7.04	1,00	11,004	6,602	8.04	4,824
Etage d'habitation	6.08	1,50	10.458	6,275	7.58	4,548

**III.6.2.3 Méthode de calcul :**

Étant donné que les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leur analyse se fera selon l'une des méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire
- La méthode de Caquot
- L'utilisation de logiciel ETABS 18.1.1, base sur la théorie des éléments finis

**III.6.2.4 Les différents types de poutrelles :**

On va généralisée avec 1 seul type de calcul pour le plancher plus sollicité.

**Type :** poutrelles à 7 travées.

**III.6.2.5 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.

➤ **1ere étape de calcul :**

**Avant coulage :**

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et supporte :

- Son poids propre.
- Le corps creux.
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille  $Q=1\text{kN/m}^2$

**•Évaluation des charges et surcharges :**

1. Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $G= 0,15\times 0,05\times 25=0,1875\text{kN/ml}$

Poids du corps creux..... $G = 0,60\times 0,25\times 14=2.1\text{kN/ml}$

$$\mathbf{G = 2.28\text{kN/ml}}$$

**2. Charges d'exploitation :**

$$Q = 1\times 0,60\text{.....} \rightarrow Q = 0,60\text{kN/ml}$$

**• Combinaison des charges:**

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q= 3.97 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q= 2,88\text{kN/ml}$$

**•Calcul des Moments :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3.97 \times 5,59^2}{8} = 15,51 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{2,88 \times 5,59^2}{8} = 11,25 \text{ kN.m}$$

**III.6.2.6 Ferrailage :**

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

$M_u = 15,51\text{kN.m}$  ;  $b = 15\text{cm}$  ;  $h = 5\text{cm}$  ;  $d = 4.5 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$  D'après l'organigramme de la flexion simple ;

on a :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 3,004 > \mu_r = 0,371 \quad \rightarrow A's \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires. Il faut soulager la poutrelle par des étaielements verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

$$L_{\max} = 1.00 \text{ m.}$$

$$M_u = \frac{3.97 \times 1^2}{8} = 0.496 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{0.496 \times 10^6}{150 \times 45^2 \times 17} = 0,096 < \mu_r = 0,371 \quad \rightarrow A's=0$$

$$\alpha = 0,126$$

$$Z = 42,732$$

$$A_s = \frac{0.496 \times 10^6}{42,732 \times 435} = 0,27 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 2HA10 ; A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

**.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 ».

**Évaluation des charges et surcharges :**

**•Plancher terrasse :**

Charge permanentes  $\rightarrow G = 7.04 \times 0.60 = 4.224 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitation  $\rightarrow Q = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN/ml}$

**•Plancher courant :**

Charge permanentes  $\rightarrow G = 6.08 \times 0.60 = 3.648 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitation  $\rightarrow Q = 1.5 \times 0,60 = 0.9 \text{ kN/ml}$

**III.6.2.7 Combinaison des charges :**

**•Plancher terrasse :**

E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.602 \text{ kN/ml}$

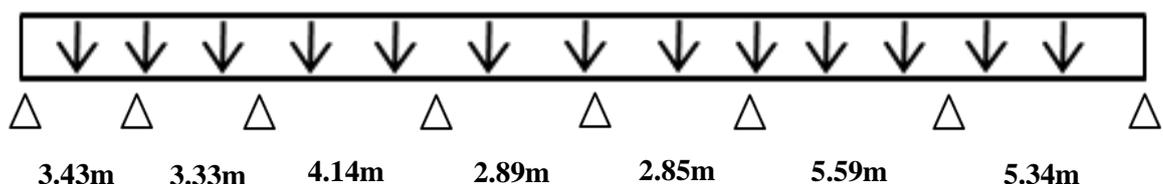
E.L.S :  $q_{ser} = G + Q = 4.824 \text{ kN/ml}$

**•Plancher courant :**

E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.275 \text{ kN/ml}$

E.L.S :  $q_{ser} = G + Q = 4.55 \text{ kN/ml}$

Conclusion : Le plancher terrasse est le plus sollicité.



**Figure III.11 : schéma statique de la poutrelle**

**III.6.2.8 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

**Condition 1 :**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au Plus à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m<sup>2</sup>  $Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\}$

Terrasse :

$$Q = 0.6 \text{ kN/m}^2 < \{2 \times 4.224 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\} \rightarrow \text{cv}$$

$$Q = 0.6 \text{ kN/m}^2 < \{8.448 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2\} \dots\dots\dots \rightarrow \text{cv}$$

**Condition 2 :**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes Travées  $\rightarrow \text{cv}$

**Condition 3 :**

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

$$0,8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1,25 \rightarrow 0,8 < \frac{3.43}{3.33} = 1,03 < 1,25 \quad \text{c.v}$$

$$0,8 < \frac{3.33}{4.14} = 0,8 < 1,25 \quad \text{c.v}$$

$$0,8 < \frac{4.14}{2.89} = 1.43 < 1,25 \quad \text{c.n.v}$$

$$0,8 < \frac{2.89}{2.85} = 1,01 < 1,25 \quad \text{c.v}$$

$$0,8 < \frac{2.85}{5.59} = 0.51 < 1,25 \quad \text{c.n.v}$$

$$0,8 < \frac{5.59}{5.34} = 1.04 < 1,25 \quad \text{c.v}$$

**Condition 4 :**

La fissuration est non préjudiciable  $\rightarrow \text{cv}$

$\rightarrow$ La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs.

**Méthode Caquot :**

$l' = 1$  travée de rive

$l' = 0.8l$  travée intermédiaire

**Moment sur appuis**

\*  $M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots$  Appuis de rives

\*  $M_a = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \dots\dots\dots$  Appuis intermédiaires

**Moment en travées :**

$$M_r(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Appuis	Travée	Portée réel l (m)	Portée fictif l <sub>v</sub> (m)	M <sub>ELU0</sub> (KN.m)	M <sub>ELS0</sub> (KN)	Moment sur appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)			
						ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
										T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
A	A-B	3.58	3.58	10.58	7.73	-1.59	15.57	15.57	11.38	9.92	-13.72	7.25	-10.02
B	B-C	3.6	2.88	10.69	7.81	-8.39	18.66	18.66	13.64	12.12	-11.65	8.85	-8.5
C	C-D	4.14	3.31	14.14	10.34	-7.55	21.34	21.34	17.54	13.83	-13.5	10.11	-9.86
D	D-E	3.04	2.43	7.62	5.57	-6.85	13.34	13.34	9.75	10.78	-9.29	7.88	-6.79
E	E-F	3.04	2.43	7.62	5.57	-4.59	15.75	15.75	11.51	7.71	-12.36	5.63	-9.04
F	F-G	5.59	4.47	25.79	18.84	-8.39	39.06	39.06	26.39	17.88	-19.02	13.84	-13.13
G	G-H	5.34	4.27	23.53	17.19	-6.56	32.72	32.72	21.76	19.75	-15.5	13.63	-12.13
F						-3.53							

**Effort tranchant :**

$$T = \frac{ql}{2} + (M_e - M_w)$$

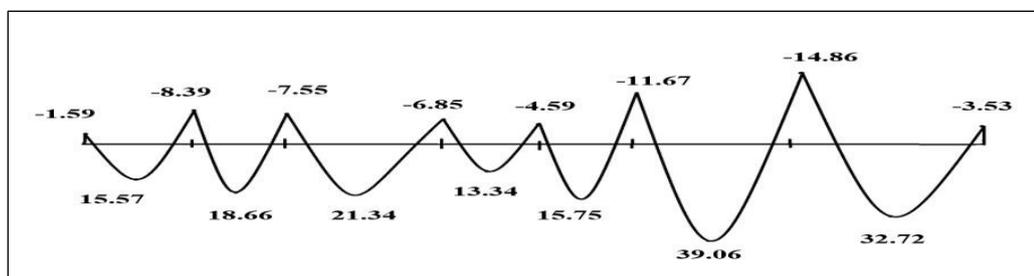
Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des efforts à 7 travées

$$T_e = -\frac{qx}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

**III.6.2.9 Diagrammes des Efforts internes :**

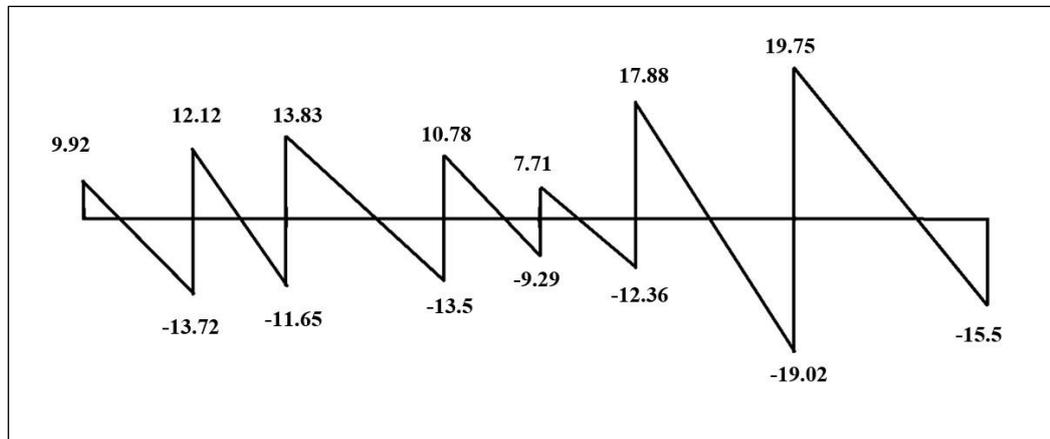
- **Moment fléchissant :**

**ELU :**

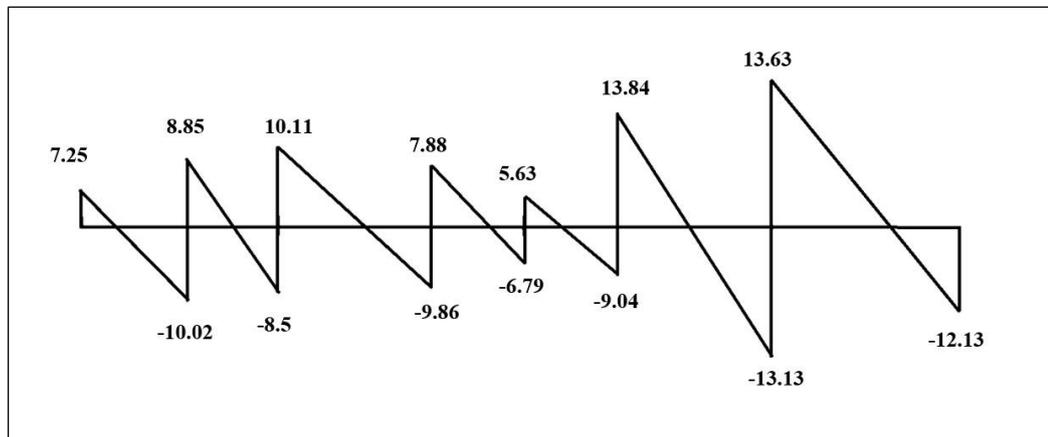


- Effort tranchant :

ELU :



ELS :



### III.6.3 Calcul de ferrailage :

ELU :

$$M_{tu}^{max} = 32.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{appu}^{max} = 14.86 \text{ KN.m}$$

$$T_u^{max} = 19.75 \text{ KN}$$

**Ferrailage en travées :**

$h=25\text{cm}; \quad h_0=5\text{cm}; b=75\text{cm}; b_0=15\text{cm}; d=0,9h=22.5\text{cm}; \sigma_{bc}=17\text{MPa}; F_e = 500\text{MPa}; f_{c28}=30\text{MPa}; f_{t28}=2,4\text{MPa}.$

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

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 127.5 \text{ KN.m}$$

On a :  $M_{tu \text{ max}} < M_{tab}$

→ l'axe neutre est dans la table de compression.

Lorsque le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul est effectué en considérant la section comme étant rectangulaire, avec une largeur constante égale à la largeur de la table "b". Ainsi, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b x h) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

**Tableau.III.13 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée et sur appuis.**

	MU	$\mu$	As'	As (cm <sup>2</sup> )	Le choix	ASadopté (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	32.73	0.0506	0	3.34	3HA12	3.39
<b>Appuis</b>	14.86	0.023	0	1.54	3HA10	2.36

**III.6.1.1 Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99 :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.863 \text{ cm}^2$$

- Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est- à-dire :  $T_{u \text{ max}} = 19.75 \text{ KN}$

On vérifié Si:  $\tau_u \leq \tau_u^-$

$$\tau_u = \frac{\tau_{u \text{ max}}}{bd} = \frac{19.75 \times 10^3}{750 \times 225} = 0.117 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié}$$

**1- Vérfications à l'ELS:**

$M_{tser} = 26.39 \text{KN.m}$

$M_{appser} = 8.53 \text{KN.m}$

**1-a Vérfication des contraintes des armatures :**

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

**1-b 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 Mser, la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

**- Il faut vérifier les deux conditions :**

- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}$
- $\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser} \times (d-y)}{I} < \bar{\sigma}_{st}$

**- Position de l'axe neutre :**

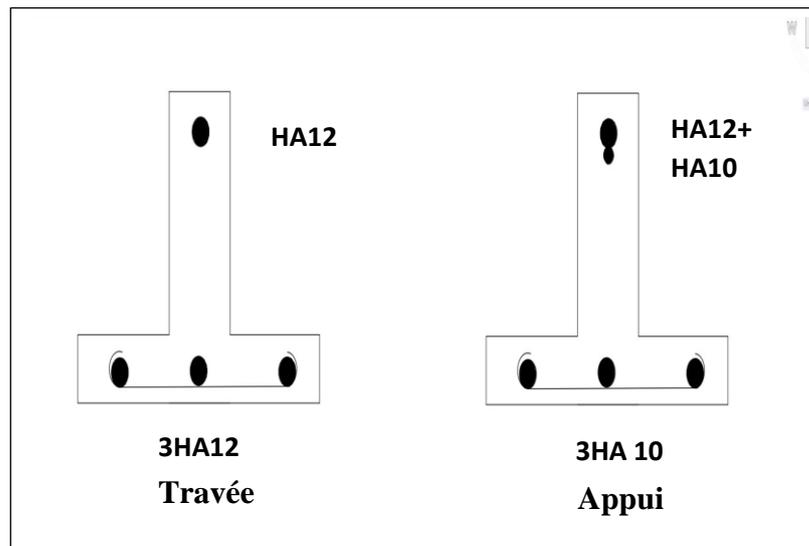
$\frac{b}{2}y^2 + nAs' (y-c') - nAs (d-y) = 0$

**- Moment D'inertie :**

$\frac{b}{3}y^3 + n As' (y-c') + nAs (d-y)^2$

**Tableau III.14 : contraintes du béton**

	$M_{ser}$ (Kn.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As'	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	$\sigma_{st}$ MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	Condition
<b>Travée</b>	26.39	3.39	0	2.2	18	41	250	<b>Vérifier</b>
<b>Appuis</b>	8.53	2.36	0	0.7	18	13.3	250	<b>Vérifier</b>

**III.6.1 Schéma de ferrailage :****Figure III.12: ferrailage des poutrelles.****III.6.3.2 Ferrailage de la dalle de compression :**

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

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

**Si:**

- L1 : Distance entre axes des poutrelles
- A1 : Armature perpendiculaires (AP)
- A2 : Armature spiralé les aux poutrelles (AR)

$$A2 = \frac{A1}{2} \begin{cases} 50 \leq L1 \leq 80\text{cm} & \rightarrow A1 = \frac{4 \times L1}{Fe} \\ L1 \leq 50\text{cm} & \rightarrow A1 = \frac{200}{Fe} \end{cases}$$

Fe=500MPa(acier rondisse  $\rightarrow \emptyset \leq 6\text{mm}$ )

Ona :L=60cm

onobtient  $\rightarrow A1 = 0,48\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5T6 = 1,41\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{2} = 20\text{cm}$$

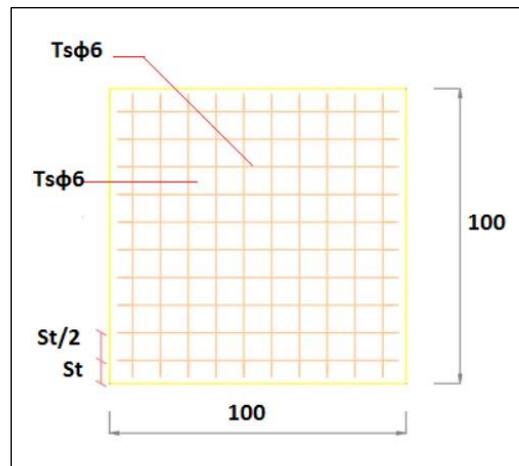
Armatures de répartition :

$$\frac{A_1}{4} < A_2 < \frac{A_1}{2} \rightarrow 0.12 < A_2 < 0.24$$

$$5T 6 = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

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

- **Schéma ferrailage de la dalle de compression :**



**Figure III.13: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.**

### **III.6.4 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.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, et des dalles pleines sous formes triangulaire qui repose sur trois appuis, mais pour le calcul on choisit la dalle rectangulaire la plus sollicitée.

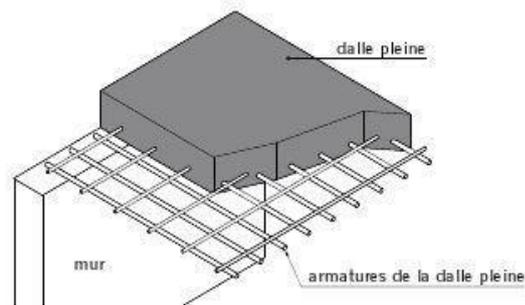


Figure III.14 : schéma de dalle pleine

- **Méthode de calcul :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m, les moments seront calculés conformément aux règlements « BAEL 91 modifié 99 ». Pour la détermination des moments isostatiques.

- **Dalle pleine rectangulaire :**

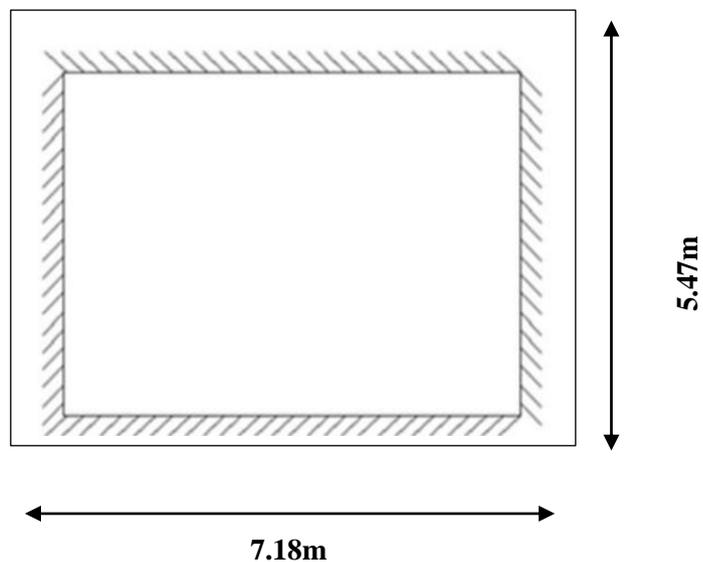


Figure III.15: Dimensions de la dalle rectangulaire

**a)-Evaluation des charges et surcharges :**

$$G=7.6\text{KN/m}^2 \quad Q=5 \text{ KN/m}^2$$

**ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 17,76 \text{ kN/m}^2$$

**ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 12,6 \text{ kN/m}^2.$$

**b)-Calcul des moments :**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 32,31 \text{ KN.m}$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \times M_x = 17,04 \text{ KN.m}$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho$  et de  $\nu$ .

$\nu$ : Coefficient de poisson  $\left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ à ELU} \\ 0,2 \text{ à ELS} \end{array} \right.$

- $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires « BAEL91 modifié 99 ».

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,47}{7,18} = 0,76 > 0,4 \quad \rightarrow \quad 0,4 < \rho < 1 \quad \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens elle est soumise à un échange de parties.}$$

- Moments entravées :  $M_{tx} = 0,85 M_x = 27,46 \text{ kNm}$  /  $M_{ty} = 0,85 M_y = 14,48 \text{ kNm}$
- Moments sur appuis :  $M_{a\text{ rive}} = -0,3 M_x = 9,69 \text{ kN.m}$
- $M_{a\text{ inter}} = -0,5 M_x = 16,15 \text{ KN.m}$

**Ferraillage de la dalle :**

$$b = 100 \text{ cm}; h = 25 \text{ cm}; d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}; f_e = 500 \text{ MPa}; f_{c28} = 30 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}; f_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

**Tableau III.15 : calcul de ferraillage.**

	Mu(KN)	$\mu$	$\mu < \mu_r$	A's(cm2)	A <sub>scal</sub> (cm2)	A <sub>Sadopté</sub> (cm2)	Choix
<b>M<sub>tx</sub></b>	27.46	0.031	<b>oui</b>	0	2.85	4,52	4HA12
<b>M<sub>ty</sub></b>	14.48	0.017	<b>oui</b>	0	1.49	4,52	4HA12
<b>M<sub>a rive</sub></b>	9.69	0.011	<b>oui</b>	0	1.00	3.39	3HA12
<b>M<sub>a inter</sub></b>	16.15	0.019	<b>oui</b>	0	1.7	3.39	3HA12

**• Vérification des espacements :**

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < s_t = \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée (sens principale).}$$

$$Esp = \frac{100}{3} = 33\text{cm} < st = \min(4h ; 45) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée (sens secondaire).}$$

• **Vérification des diamètres des barres:**

$$\varnothing = 10 < \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25\text{mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

$$\varnothing = 8 < \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25\text{mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

**III.6.4.1 Vérification de la section d'acier selon BAEL 91 modifié 99:**

• **Condition de non fragilité :**

$$As \geq As_{\min} \text{ avec : } As_{\min} = 0.23bd \cdot f_{t28}/f_e = 2.48\text{cm}^2$$

$$As = 4.52\text{cm}^2 \geq As_{\min} = 2.48\text{cm}^2$$

$$As = 3.39\text{cm}^2 \geq As_{\min} = 2.48\text{cm}^2$$

• **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillements refera dans le casle plus Défavorable c'est-à-dire :

$$T_x = \frac{P_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{17.76 \times 5.47 \times 7.18}{2 \times 5.47 + 7.18} = 38.49 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{P_u L_x}{3} = \frac{17.76 \times 5.47}{3} = 32.38 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 38.49 \text{ kN}$$

On doit vérifier si:  $\bar{\tau} \leq \tau$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{38.49 \times 10^{-3}}{1000 \times 225} = 0.17 < \bar{\tau} = 1.5 \text{ MPa}$$

**III.6.4.3 Vérifications à l'ELS :**

$$G = 7.60 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{ser}} = 7.60 + 5 = 12.6 \text{ kN.m}^2$$

$$\mu_x = 0.0672$$

$$\mu_y = 0.6580$$

$$M_x = \mu_x \times p_{\text{ser}} \times l_x^2 = 0.0672 \times 12.6 \times 5.47^2 = 25.33 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,6580 \times 25,79 = 16,68 \text{ kNm}$$

**III.6.4.4 Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

**Travée :**

$$M_{t,x} = 0,85 M_x = 0,85 \times 25,33 = 21,53 \text{ kN m}$$

$$M_{t,y} = 0,85 M_y = 0,85 \times 16,68 = 14,18 \text{ kNm}$$

**Appui :**

$$M_{a \text{ rive}} = -0,3 M_x = -0,3 \times 25,33 = -7,6 \text{ kN m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = -0,5 M_x = -0,5 \times 25,33 = -12,66 \text{ kNm}$$

**• Vérification des contraintes des armatures :**

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

**• Vérification des contraintes du béton:**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé. La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance «y» de l'axe neutre :

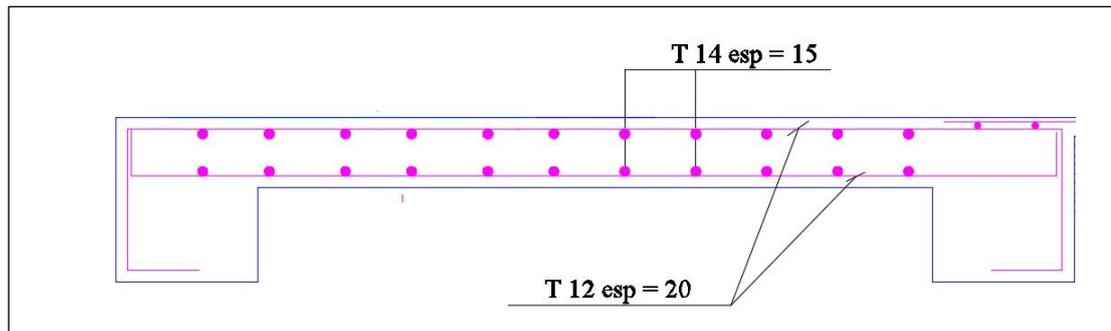
Il faut vérifier les deux conditions :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_{ser} \times (d - y)}{I} < \bar{\sigma}_{st}$$

**Tableau III.16: contraintes du béton**

	$M_{ser}$	As	As'	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}$	Condition
<b>M<sub>t<sub>x</sub></sub></b>	21.53	4.52	0	228.2	250	4.2	18	<b>CV</b>
<b>M<sub>t</sub></b>	14.18	4.52	0	150.3	250	2.8	18	<b>CV</b>
<b>M<sub>a rive</sub></b>	7.6	3.39	0	106.4	250	1.7	18	<b>CV</b>
<b>M<sub>a inter</sub></b>	12.66	3.39	0	177.3	250	2.8	18	<b>CV</b>

**III.6.4.5 Ferrailages des dalles pleines :****Figure III.16 : Section de la dalle pleine à ferrailleur.**

**CHAPITRE 4 :**  
**Etude dynamique et sismique**

### **IV.1 INTRODUCTION :**

Les tremblements de terre représentent une menace constante pour les structures et la sécurité humaine. Pour minimiser les risques associés à ces événements dévastateurs, il est impératif que les bâtiments soient conçus et construits selon des normes strictes en matière de résistance sismique.

Les règlements parasismiques, tels que les **Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003)**, fournissent des directives précieuses pour assurer la sécurité et la robustesse des structures dans les zones sismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par **les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003**. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du **logiciel ETABS 20.0.0** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

### **IV.2 Etude dynamique :**

Avant de mener une analyse dynamique approfondie d'une structure, il est essentiel de créer un modèle de calcul précis qui représente fidèlement les caractéristiques et le comportement de cette structure. Ce modèle servira de base pour évaluer la réponse de la structure aux charges dynamiques, telles que celles générées par l'activité sismique.

### **IV.3 Modélisation de rigidité :**

Le processus de modélisation de la rigidité des éléments constituant le contreventement, tel que décrit, est crucial pour garantir une représentation précise du comportement de la structure sous charges sismiques. Voici une explication détaillée du processus :

#### **IV.3.1 Modélisation des Poutres et des Poteaux :**

Chaque poutre et chaque poteau de la structure sont modélisés par des éléments linéaires de type poutre, également appelés éléments "Frame", à deux nœuds.

Chaque nœud possède 6 degrés de liberté, ce qui inclut trois translations (le déplacement en x, y et z) et trois rotations (autour des axes x, y et z). Ces degrés de liberté permettent de capturer le comportement de flexion et de torsion des poutres et des poteaux.

#### **IV.3.2 Disposition des Éléments :**

Les poutres sont positionnées entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i), représentant ainsi les éléments horizontaux de la structure.

Les poteaux sont positionnés entre deux nœuds de niveaux différents (niveau  $i$  et niveau  $i+1$ ), représentant les éléments verticaux qui transfèrent les charges sismiques entre les étages de la structure.

#### **IV.3.3 Modélisation des Voiles :**

Chaque voile, qui constitue un élément important de contreventement, est modélisé par un élément surfacique de type Shell à quatre nœuds. Les voiles fournissent une résistance latérale significative contre les déformations horizontales de la structure.

#### **IV.3.4 Contraintes de Diaphragme aux Planchers :**

Une contrainte de type diaphragme est attribuée à tous les planchers de la structure. Cette contrainte représente des planchers infiniment rigides dans leur plan, ce qui permet de transmettre efficacement les charges sismiques horizontales entre les éléments de contreventement.

#### **IV.3.5 Conditions aux Limites à la Base :**

Tous les nœuds situés à la base du bâtiment sont encastres, ce qui signifie que les six degrés de liberté (translations et rotations) de ces nœuds sont bloqués. Cette condition aux limites garantit une fixation complète de la base de la structure, assurant ainsi sa stabilité globale.

#### **IV.3.6 Modélisation de la masse :**

Voici une explication détaillée des différentes charges appliquées à la structure, conformément aux spécifications du RPA99 version 2003 et aux méthodes de répartition des charges :

##### **1. Charge des Planchers :**

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée selon l'équation spécifiée par le RPA99 version 2003 :  $G+\beta Q$ , où  $\beta=0,2$  pour un bâtiment à usage d'habitation. Cette charge inclut à la fois la charge permanente  $G$  et la charge variable  $Q$ .

## 2. Masse Volumique des Matériaux :

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton, soit  $2,5 \text{ t/m}^3$ . Cette valeur est importante pour calculer la masse totale des éléments structuraux et leur contribution à la réponse sismique de la structure.

## 3. Charge de l'Acrotère et des Murs Extérieurs (Maçonnerie) :

- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs en maçonnerie est répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers. Cette répartition est réalisée uniquement sur le plancher terrasse pour l'acrotère.
- Cette charge supplémentaire contribue à simuler les effets des éléments architecturaux et des murs extérieurs sur la stabilité et la réponse sismique de la structure.

### IV.4 Généralité sur le logiciel ETABS-18.1.1 :

L'ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments s'autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

#### IV.4.1 Choix de la méthode de calcul :

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

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

**IV.4.1.1 Méthode statique équivalente :****a) Principe :**

Les forces dynamiques réelles induites par un séisme sont remplacées par des forces statiques fictives, simplifiant ainsi l'analyse.

Le mouvement du sol peut se produire dans n'importe quelle direction horizontale.

Les forces sismiques équivalentes sont appliquées successivement selon deux directions orthogonales choisies, généralement les axes principaux du plan horizontal de la structure.

**b) 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, autres les conditions de hauteur énoncées en haut,
- et les conditions complémentaires suivantes :

**Zone trois 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

- 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.

**IV.4.1.2 La méthode modale spectrale :**

Dans les cas où les conditions de régularité ne sont pas satisfaites, l'analyse modale spectrale offre une méthode efficace pour évaluer la réponse dynamique de la structure aux charges sismiques, fournissant ainsi des résultats précis et fiables pour la conception et l'évaluation de la sécurité des bâtiments.

**a) Principe :**

1. **Concentration des masses au niveau des planchers :** Les masses de la structure sont considérées comme concentrées au niveau des planchers.
2. **Déplacements horizontaux des nœuds :** Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte dans l'analyse.

**3. Nombre de modes à prendre en compte :**

- Le nombre de modes à considérer est déterminé de manière à ce que la somme des coefficients massiques de ces modes soit au moins égale à 90%.
- Alternativement, tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5% de la masse totale de la structure sont retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le nombre minimal de modes à retenir dans chaque direction considérée est de trois (3).

**4. Influence des modes de torsion :** Dans le cas où les conditions ci-dessus ne peuvent être satisfaites en raison de l'influence significative des modes de torsion, le nombre minimal de modes à retenir (K) doit être tel que :

$$K \geq 3 \text{ et } TK \leq 0.20 \text{ sec} \dots \dots (4-14) [1].$$

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

**b) Analyse spectrale :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse - toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ). Donc pour des accélero grammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure

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

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

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

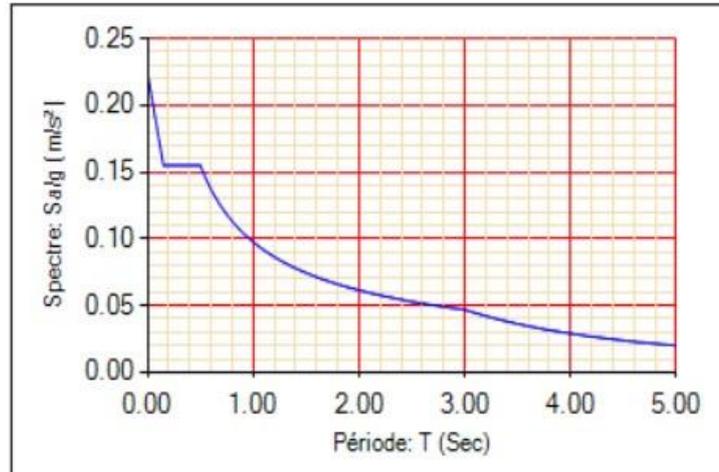
R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de Contreventement.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

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

L'une des premières vérifications préconisées par les « **RPA99 version 2003** » est relative à la résultante des forces sismiques.



**Figure IV.1 : représentation graphique Spectre de réponse.**

En effet la résultante des forces sismiques à la base «  $V_t$  » obtenue par combinaison des Valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées 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 faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.) dans le rapport :

$$\frac{0.8 V}{V_t}$$

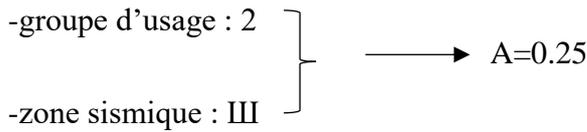
#### **IV.4.1.3 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

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

$$V = A.D.Q.W/R$$

Avec :

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

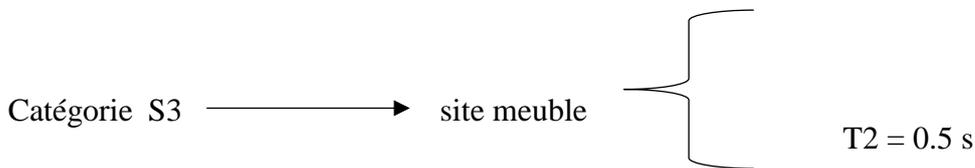


**D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T < \hat{T} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \begin{matrix} \\ T_1 = 0.15 \text{ s} \\ \end{matrix}$$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.



Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est fonction du pourcentage critique  $\xi$  où :

$\xi=5\%$

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.1$

**IV.4.1.4 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 :

$T = \min ( CT . h_N^{3/4} ; 0,09 hN/\sqrt{D} )$

$CT = 0.05$

**CT** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau **4.6 (R.P.A99)**.

**h<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 29.58 \text{ m}$$

**D** : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} D_X = 28.86 \text{ m} \\ D_Y = 30.2 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.63 \text{ s}, \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x-x)  $T_x = 0.5\text{s}$

- Suivant la direction (y-y)  $T_y = 0.48\text{s}$

Sens (x-x) :  $T_X = \min(0.63; 0.5) = 0.5\text{sec.}$

Sens (y-y) :  $T_Y = \min(0.63; 0.48) = 0.48\text{sec.}$

sens (x-x) :  $1,3 T_X = 0.65 \text{ sec}$

sens (y-y) :  $1,3 T_y = 0,624 \text{ sec}$

Le choix de la période pour le calcul du facteur d'amplification dynamique moyen est limité comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{\text{analytique}} \text{ si } T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}} \\ T = 1,3 T_{\text{empirique}} \text{ si } T_{\text{analytique}} \geq 1,3 T_{\text{empirique}} \end{array} \right.$$

- Calcul de D :

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 1.94\text{s} \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2.17\text{s} \end{array} \right.$$

**R : Coefficient de comportement :**

Le coefficient de comportement global de la structure est déterminé en fonction du système de contreventement, et sa valeur unique est donnée par **le tableau (4.3)** des Règles Parasismiques Algériennes de 1999, **version 2003 (RPA 99 V2003)**. Ce tableau spécifie les valeurs de *R* correspondant à chaque type de système de contreventement, ce qui permet d'établir une relation claire entre la classification des systèmes structuraux et le niveau de ductilité et de résistance sismique de la structure dans son ensemble.

On a choisi un **R= 5(portique auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide )**

**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

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

**Pq:** Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donné par **le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003)**.

**Tableau IV.1 : Facteur de qualité**

Critèreq »	P <sub>q</sub>		Données
	Observé	N/observé	
<b>1.Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0,05	0
<b>2. Redondanceen plan</b>	0	0,05	0
<b>3. Régularitéen plan</b>	0	0,05	0.05
<b>4. Régularitéenélévation</b>	0	0,05	0.05
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	0,05	0.05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	0,10	0

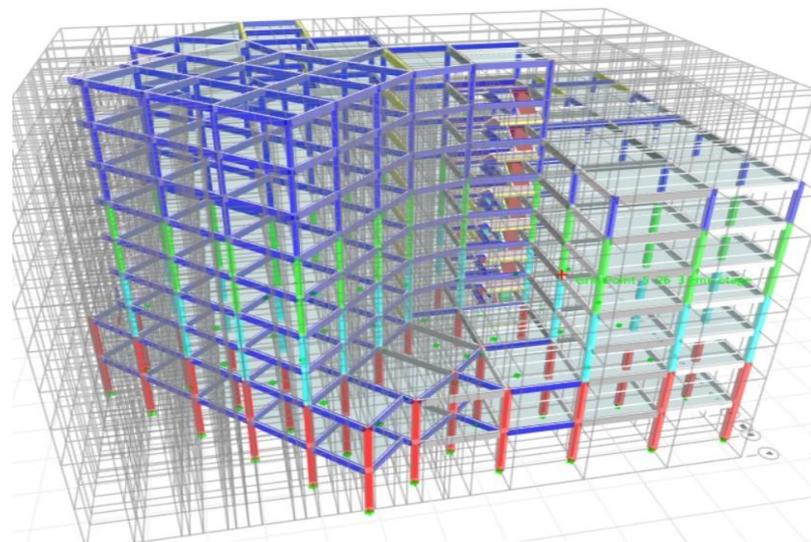
Critèreq »	P <sub>q</sub>		Données
	Observé	N/observé	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0
2. Redondance en plan	0	0,05	0
3. Régularité en plan	0	0,05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	0

$$Q//xx = 1 + (0.05+0.05+0.05+0+0+0) = 1,15.$$

$$Q//yy = 1 + (0.05+0.05+0.05+0+0+0) = 1,15.$$

**IV.4.1.5 Résultats de l'analyse sismique :**

**Modèle initial :**



**Figure IV.2: vue en 3D**

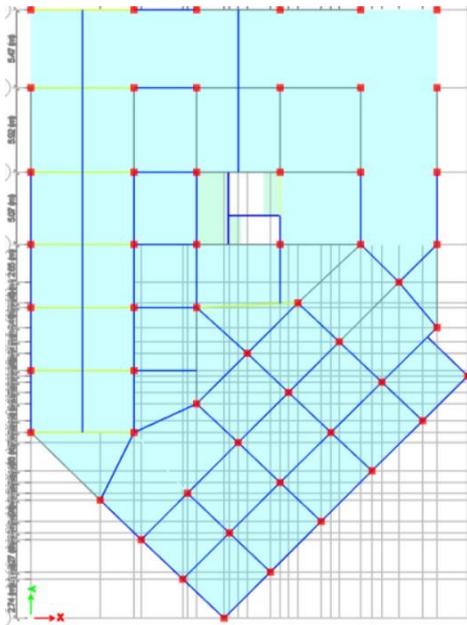


Figure IV.3: vue en plan de RDC

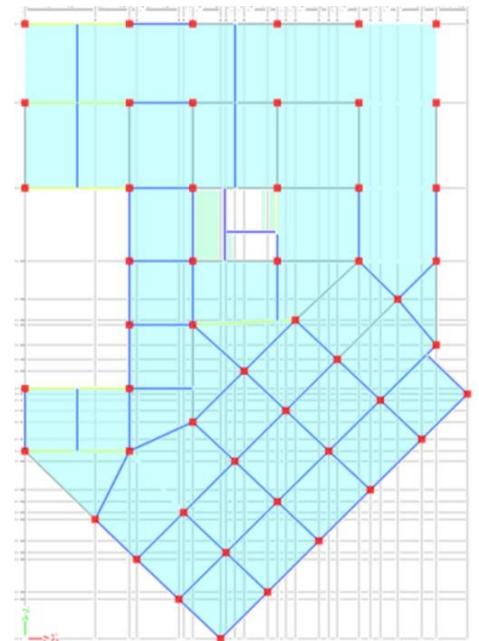


Figure IV.4: vue en plan de 1<sup>er</sup> étage

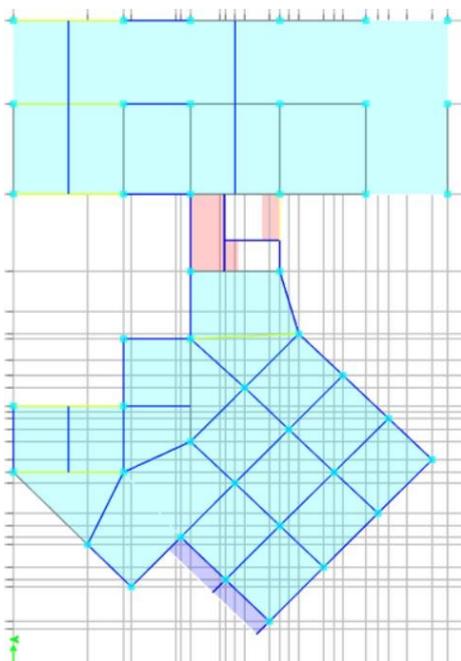


Figure IV.5: vue en plan de 2<sup>ème</sup> étage  
..... 6<sup>ème</sup> étage

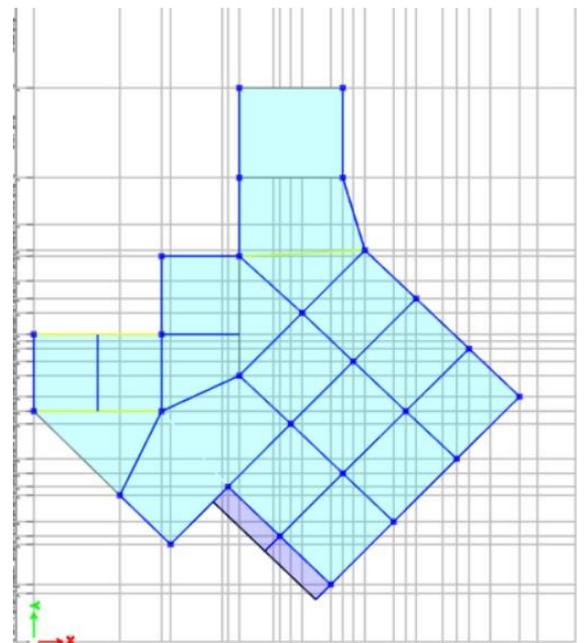


Figure IV.6: vue en plan de planchers terrasse

Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

- Une période fondamentale :
- $T_f = 1.278 \text{ s} > 1.3 T_f(\text{RPA})_x = 0.624 \text{ s}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10ème mode.

**Tableau IV.2: Participation massique du modèle initial**

Modes	Période (s)	Masses cumulées U <sub>x</sub> (%)	Masses cumulées U <sub>y</sub> (%)	Masses modale U <sub>x</sub> (%)	Masses modale U <sub>y</sub> (%)
1	<b>1.278</b>	<b>0.2638</b>	<b>0.076</b>	0.2638	0.076
2	1.097	<b>0.0211</b>	<b>0.7067</b>	0.285	0.7828
3	0.956	<b>0.5096</b>	<b>0.0004</b>	0.7946	0.7832
4	0.475	0.0537	0.0078	0.8482	0.791
5	0.422	0.0047	0.1022	0.8529	0.8932
6	0.351	0.0509	2.48E-05	0.9039	0.8932
7	0.285	0.0124	0.0067	0.9163	0.8999
8	0.271	0.0027	0.0335	0.919	0.9334
9	0.255	0.0196	0.0003	0.9386	0.9337
10	0.197	0.0002	0.0033	<b>0.9388</b>	<b>0.9369</b>
11	0.193	0.0044	0.0167	0.9432	0.9537
12	0.184	0.0203	0.0052	0.9635	0.9588

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

Pour éviter le mode de torsion dans les modes, on doit rigidifier la structure.

Les « **RPA99 version 2003** » rendent nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement.

2<sup>ème</sup> modèle :

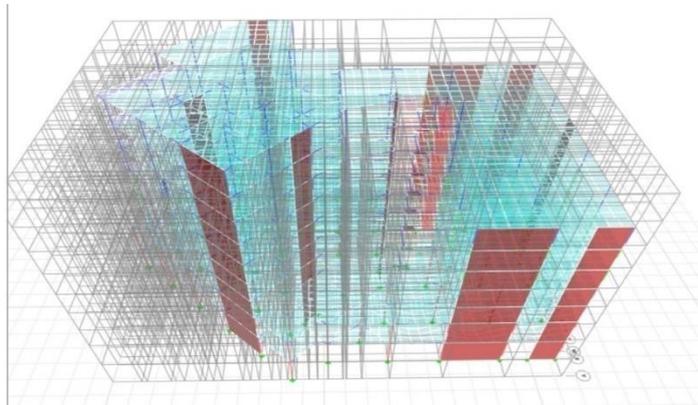


Figure IV.7: vue en 3D

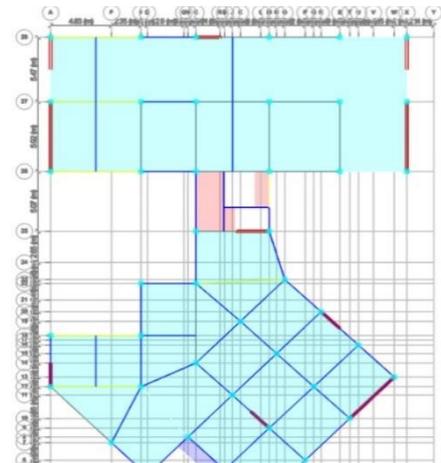


Figure IV.8: vue en plan de  
2<sup>ème</sup> étage ..... 6<sup>ème</sup> étage

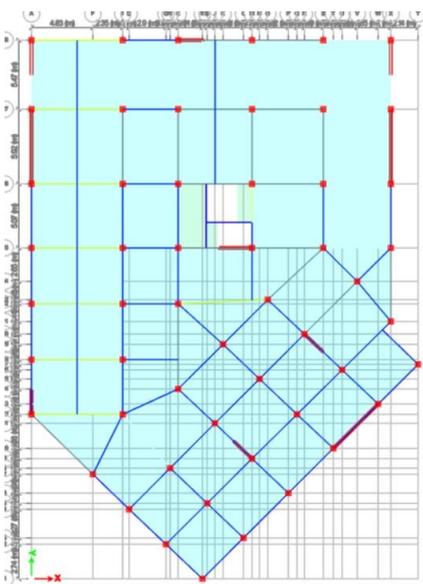


Figure IV.9: vue en plan de RDC

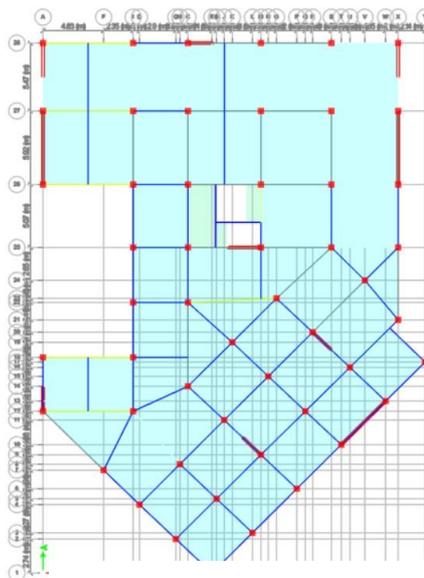


Figure IV.10: vue en plan  
de 1<sup>er</sup> étage

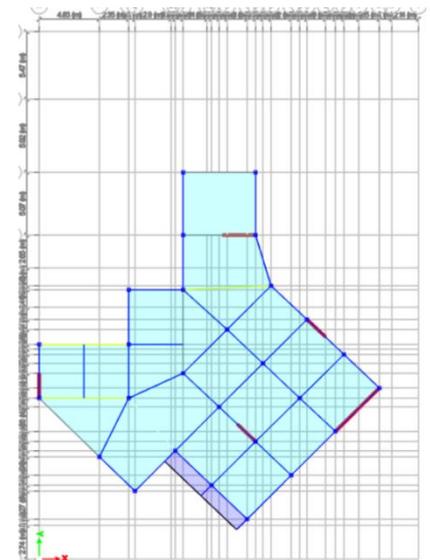


Figure IV.11: vue en plan de planchers  
terrasse

**Caractéristiques dynamique propres du deuxième modèle :**

- Une période fondamentale :
- $T_f = 0.859 \text{ s} > 1.3 T_f (\text{RPA})_x = 0.624 \text{ s}$ .

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode.

**Tableau IV.4: Participation massique du modèle**

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)
1	<b>0.859</b>	<b>0.7021</b>	<b>0.0073</b>	0.7021	0.0073
2	0.629	<b>0.017</b>	<b>0.5885</b>	0.7191	0.5958
3	0.556	<b>0.0196</b>	<b>0.0804</b>	0.7387	0.6762
4	0.272	0.133	0.0019	0.8717	0.6781
5	0.212	0.005	0.1089	0.8767	0.787
6	0.16	0.0157	0.0214	0.8924	0.8083
7	0.146	0.0302	0.0086	0.9226	0.817
8	0.121	0.0001	0.0861	<b>0.9227</b>	<b>0.9031</b>
9	0.099	0.0371	0.0013	0.9598	0.9044
10	0.081	2.57E-05	0.016	0.9598	0.9204
11	0.065	0.0263	0.0008	0.9861	0.9212
12	0.064	0.0006	0.0361	0.9867	0.9573

- Le 1èr mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2 ème mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3 ème mode est un mode de rotation.

3<sup>ème</sup> Modèle :

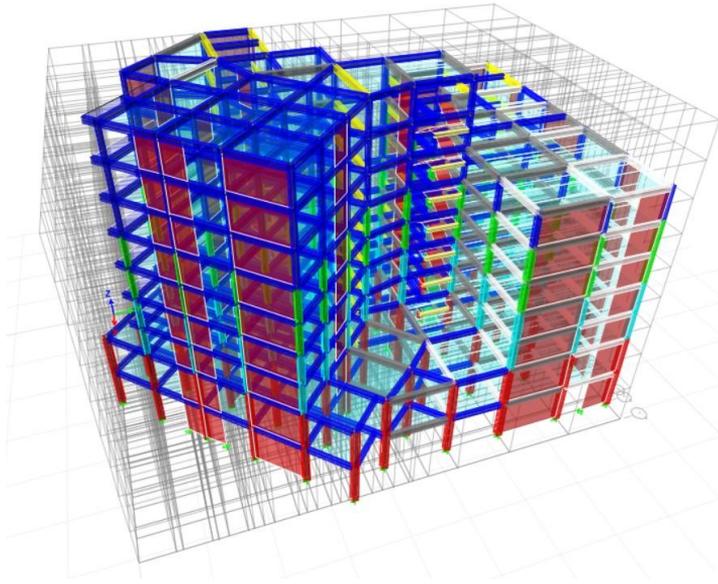


Figure IV.12: vue en 3D

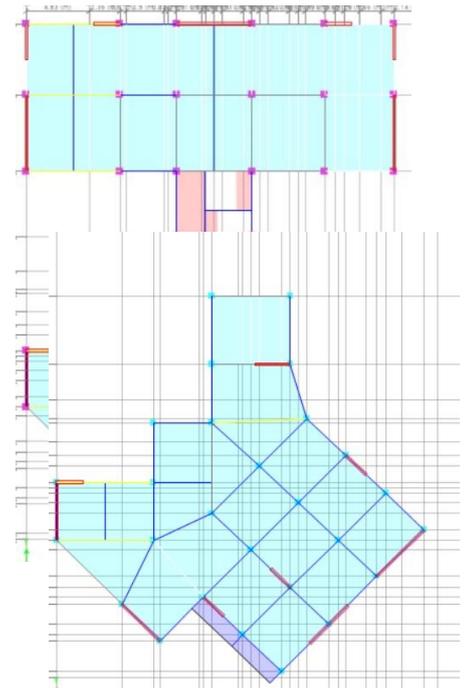


Figure IV.13: vue en plan de  
2<sup>ème</sup> étage ..... 6<sup>ème</sup> étage

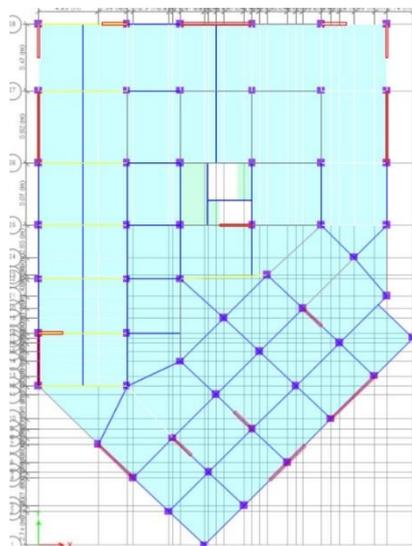


Figure IV.14: vue en plan de RDC

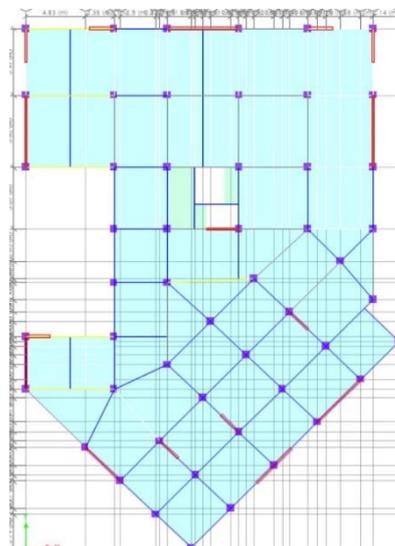


Figure IV.15: vue en plan de 1<sup>er</sup> étage

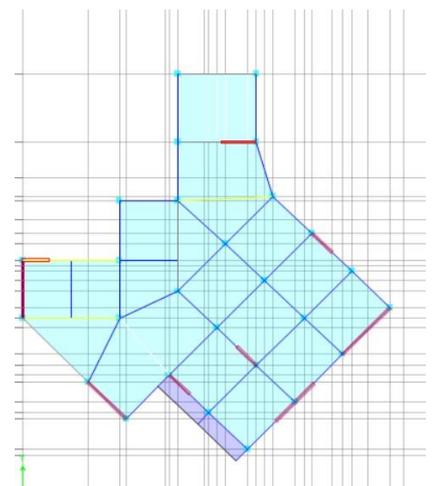


Figure IV.16: vue en plan de  
planchers terrasse

**Caractéristiques dynamique propres du final modèle :****Vérification de la période :**

-  $T_f = 0,679 \text{ s} < 1.3 T_f (\text{RPA})_x = 0.624\text{s}$ . non vérifiée.

**Vibration et la participation des masses :**

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10ème mode.

**Tableau IV.5: Participation massique du modèle final**

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)
1	<b>0.679</b>	<b>0.6204</b>	<b>0.0235</b>	0.6204	0.0235
2	0.579	<b>0.0271</b>	<b>0.6468</b>	0.6476	0.6704
3	0.422	<b>0.0596</b>	<b>0.0035</b>	0.7072	0.6738
4	0.198	0.1323	0.0067	0.8395	0.6805
5	0.168	0.0092	0.1667	0.8487	0.8472
6	0.118	0.0247	0.0034	0.8734	0.8506
7	0.113	0.0397	0.0031	0.9132	0.8536
8	0.087	0.0046	0.0729	0.9177	0.9265
9	0.069	0.0336	0.0017	0.9513	0.9282
10	0.058	0.0116	0.0016	0.9629	0.9298
11	0.051	0.0023	0.0395	<b>0.9652</b>	<b>0.9693</b>
12	0.043	0.0234	0.0012	0.9886	0.9705

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.

- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.

- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

### Vérification des conditions du facteur de comportement R

#### • Justification des voiles sous charges verticales :

Pour un système de contreventement de structure en portiques par des voiles en béton armé (structure 4a selon RPA99 version 2003) le coefficient de comportement dynamique R est pris égale à 5 ; néanmoins il y a lieu de vérifier que :

- Les voiles reprennent au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales. Les voiles reprennent la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. Tout fois, en zone sismique III, les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'efforts tranchant d'étage.

#### Effort normal à ELS :

##### •Voiles :

-  $VELS = E \text{ voiles} / E \text{ Totale} < 20 \% \dots\dots$  vérifié.

-  $VELS = E \text{ voiles} / E \text{ Totale} = 26599.049/94883.4811 = 0,2803 \Rightarrow 28.03\% > 20 \% \dots\dots$  non vérifié.

#### Remarque :

Dans le cas où les voiles de contreventement absorbent plus de 20 % des charges verticales, il est nécessaire de réduire le coefficient de comportement à  $R=3,5$  dans ce modèle.

#### Vérification de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente est donné par :

$$V = A.D.Q.W/R$$

W : Poids total de la structure :

W égale à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i$$

Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  (D'après RPA 99, article 4-5, page 33)

$\beta = 0,2$  (usage habitation)

Résultantes des forces sismiques :

$$W = 80628.1179 \text{ KN} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = 13468.8035 \text{ kN} \rightarrow 0,8V_x = 11172.75348 \text{ kN} \\ V_y = 12549.9551 \text{ kN} \rightarrow 0,8V_y = 12497.2911 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Il faut que : **V dynamique**  $\geq$  **0,8 × V statique** et cela dans les deux sens.

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	13468.8035	11172.75348	Vérifiée
Sens Y-Y	12549.9551	12497.2911	Vérifiée

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

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA 99/V2003 [5] Art : 7.1.3.3 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = N / (Bc \times f_{c28}) \leq 0,3 : \text{l'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.}$$

B : l'aire de la section transversale du poteau.  $f_{c28} = 30,00 \text{ MPa}$

**Tableau IV.6: Vérification de l'effort normal pour les poteaux.**

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	$\nu$	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
<b>RDC</b>	60	60	3600	3145.69	0.291	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage1</b>	60	60	3600	2686.05	0.249	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage2</b>	55	55	3025	2215.85	0.244	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage3</b>	55	55	3025	1851.11	0.184	<b>Vérifier</b>
<b>Etage4</b>	50	50	2500	1482.83	0.178	<b>Vérifier</b>
<b>Etage5</b>	50	50	2500	1119.79	0.134	<b>Vérifier</b>
<b>Etage6</b>	45	45	2025	833.81	0.124	<b>Vérifier</b>
<b>Etage7</b>	45	45	2025	563.09	0.083	<b>Vérifier</b>
<b>Etage8</b>	45	45	2025	306.13	0.045	<b>Vérifier</b>

**Remarque :**

Après avoir agrandi les dimensions des poteaux et modifié **la période T**, on obtient les résultats suivants :

-  $T_f = 0,618 \text{ s} < 1.3 T_f (\text{RPA})_x = 0.624\text{s}$ . vérifiée.

Vibration et la participation des masses :

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode.

**Tableau IV.7: Participation massique du modèle final Après avoir agrandi les dimensions**

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)
1	<b>0.618</b>	<b>0.6284</b>	<b>0.0125</b>	0.6284	0.0125
2	0.524	<b>0.013</b>	<b>0.6664</b>	0.641 4	0.6788
3	0.393	<b>0.0714</b>	<b>0.0008</b>	0.7128	0.6796
4	0.179	0.1375	0.0049	0.8503	0.6846
5	0.153	0.0073	0.1698	0.8576	0.8544
6	0.107	0.0103	0.0003	0.868	0.8547
7	0.103	0.0484	0.0101	0.9163	0.8647
8	0.08	0.0076	0.0641	<b>0.9239</b>	<b>0.9288</b>
9	0.064	0.0276	0.0045	0.9516	0.9333
10	0.055	1.29E-02	0.0003	0.9645	0.9337
11	0.049	0.0021	0.037	0.9667	0.9706
12	0.04	0.0232	0.0013	0.9899	0.9719

Résultantes des forces sismiques :

$$W = 83353.2622 \text{KN} \left\{ \begin{array}{l} V_x = 14066.44 \text{kN} \rightarrow 0,8V_x = 11790.75348 \text{ kN} \\ V_y = 15734.11 \text{kN} \rightarrow 0,8V_y = 11903.40688 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Le rapport  $r = 0,8V_s / V_{\text{dyn}}$

	$V_{\text{dyn}} (\text{KN})$	$0.8 * V_{\text{st}} (\text{KN})$	Observation
Sens X-X	14738.5119	11253.1542	Vérifiée
Sens Y-Y	14879.2586	12587.291	Vérifiée

Le rapport  $R = 0,8V_s / V_{\text{dyn}}$  :

$$R_x = 11253.1542 / 14738.5119 = 0.76 \text{verifier}$$

$R_y = 12587.291/14879.2586 = 0.845$ verifier

**Vérification des déplacements inter étage :**

Selon l'article 4.43 du RPA99 le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \times \delta_k$  . $\delta_k$  :

Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  y compris l'effort de torsion.

R : Coefficient de comportement de la structure (R = 3.5) .

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à  $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Ce déplacement (  $\Delta K$  ) ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.  $\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{etage}}$

**Tableau IV.8: Vérification des déplacements selon x-x.**

Niveaux	Dans le sans x-x						Observation
	$\delta_{e\bar{k}}$	$\delta_{\bar{k}}$	$\delta_{\bar{k}-1}$	$\Delta_{\bar{k}}$	$h_{\bar{k}}$	$\Delta_{\bar{k}}/h_{\bar{k}}$	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	
<b>TERASSE</b>	0.0507	0.177	0.000	<b>0.0196</b>	3.06	<b>0.0306</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage 8</b>	0.0451	0.158	0.177	<b>0.0207</b>	3.06	<b>0.0306</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage 7</b>	0.0392	0.137	0.158	<b>0.0214</b>	3.06	<b>0.0306</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage 6</b>	0.0331	0.116	0.137	<b>0.0224</b>	3.06	<b>0.0306</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage 5</b>	0.0267	0.093	0.116	<b>0.0221</b>	3.06	<b>0.0306</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage 4</b>	0.0204	0.071	0.093	<b>0.0214</b>	3.06	<b>0.0306</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage 3</b>	0.0143	0.050	0.071	<b>0.0186</b>	3.06	<b>0.0306</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage 2</b>	0.009	0.032	0.050	<b>0.0214</b>	3.06	<b>0.0306</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Etage 1</b>	0.0029	0.010	0.032	<b>0.0102</b>	4.08	<b>0.0408</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>RDC</b>	0	0.000	0.010	<b>0.0000</b>	4.08	<b>0.0408</b>	<i>Vérifiée</i>

Tableau IV.9: Vérification des déplacements selon y-y.

Niveaux	Dans le sens y-y						Observation
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)	
<b>TERASSE</b>	0.0303	0.1488	0.000	0.0187	3.06	0.0306	<i>vérifiée</i>
<b>Etage 8</b>	0.0265	0.1301	0.149	0.0192	3.06	0.0306	<i>vérifiée</i>
<b>Etage 7</b>	0.0226	0.1110	0.130	0.0137	3.06	0.0306	<i>vérifiée</i>
<b>Etage 6</b>	0.0198	0.0972	0.111	0.0226	3.06	0.0306	<i>vérifiée</i>
<b>Etage 5</b>	0.0152	0.0746	0.097	0.0177	3.06	0.0306	<i>vérifiée</i>
<b>Etage 4</b>	0.0116	0.0570	0.075	0.0172	3.06	0.0306	<i>vérifiée</i>
<b>Etage 3</b>	0.0081	0.0398	0.057	0.0152	3.06	0.0306	<i>vérifiée</i>
<b>Etage 2</b>	0.005	0.0246	0.040	0.0162	3.06	0.0306	<i>vérifiée</i>
<b>Etage 1</b>	0.0017	0.0083	0.025	0.0083	4.08	0.0408	<i>vérifiée</i>
<b>RDC</b>	0	0.0000	0.008	0.0000	4.08	0.0408	<i>vérifiée</i>

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

→ Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans ce modèle

#### **IV-4 Vérification de l'effet P-Delta :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PK \Delta K}{VK h K} \leq 0,10 \text{ RPA99 version 2003}$$

Avec : pk: Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

$$k : PK = \sum_{i=k}^n (WGi + \beta WQi)$$

VK : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

hk: Hauteur d'étage 'k'

Tableau IV.10: Vérification de l'effort P-Δ dans le sens x-x.

Niveaux	$h_{\bar{k}}$	$P_{\bar{k}}$	Dans le sens X-X			Observation
			$\Delta_{\bar{k}}$	$V_{\bar{k}}$	$\theta_{\bar{k}}$	
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
Etage 8	306.0	5206.5496	1.9600	2356.4727	0.014	Vérifiée
Etage 7	306.0	10119.3395	2.0700	4150.7633	0.016	Vérifiée
Etage 6	306.0	19363.8553	2.1400	6596.7708	0.021	Vérifiée
Etage 5	306.0	28454.3337	2.2400	8668.7693	0.024	Vérifiée
Etage 4	306.0	37544.8121	2.2100	10395.7597	0.026	Vérifiée
Etage 3	306.00	46791.6962	2.1400	11800.8241	0.028	Vérifiée
Etage 2	306.00	56038.5802	1.8600	12919.7567	0.026	Vérifiée
Etage 1	408.00	69113.9966	2.1400	14052.2721	0.026	Vérifiée
RDC	408.00	83353.2622	1.0200	14738.5119	0.014	Vérifiée

Tableau IV.11: Vérification de l'effort P-Δ dans le sens y-y.

Niveaux	$h_{\bar{k}}$	$P_{\bar{k}}$	Dans le sens Y-Y			Observation
			$\Delta_{\bar{k}}$	$V_{\bar{k}}$	$\theta_{\bar{k}}$	
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
Etage 8	306.0	5206.5496	1.8700	2075.5798	0.015	vérifiée
Etage 7	306.0	10119.3395	1.9200	3655.9899	0.017	vérifiée
Etage 6	306.0	19363.8553	1.3700	5810.432	0.015	vérifiée
Etage 5	306.0	28454.3337	2.2600	7635.4471	0.028	vérifiée
Etage 4	306.0	37544.8121	1.7700	9156.5792	0.024	vérifiée
Etage 3	306.0	46791.6962	1.7200	10394.1591	0.025	vérifiée
Etage 2	306.0	56038.5802	1.5200	11379.7143	0.024	vérifiée
Etage 1	408.0	69113.9966	1.6200	12377.2333	0.022	vérifiée
RDC	408.0	83353.2622	0.8300	12981.6729	0.013	vérifiée

Les effets de second ordre (ou effet P-Delta) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta_{\bar{k}} = \frac{P_{\bar{k}} * \Delta_{\bar{k}}}{V_{\bar{k}} * h_{\bar{k}}} \leq 0.1$$

**IV.5 Conclusion :**

Donc on a gardé cette modèle pour la suite de travailler.

## **CHAPITRE 5 :**

### **Ferraillage des éléments résistants**

**V.1. Introduction :**

Dans ce chapitre, nous nous attacherons à déterminer le ferrailage nécessaire pour renforcer les éléments structuraux de notre construction, et à vérifier leur capacité à résister aux différentes contraintes. Nous veillerons à ce que le ferrailage soit en conformité avec les réglementations en vigueur, notamment le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre analyse portera principalement sur trois types d'éléments :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

**V.2.Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux, en tant qu'éléments verticaux de la structure, assurent des fonctions essentielles en servant de supports pour les poutres et en transmettant efficacement les charges vers les fondations. Les sections des poteaux subissent divers types de sollicitations, notamment la flexion composée (M, N), la compression simple (N) et un moment de flexion (M).

En ce qui concerne la flexion composée, elle peut se présenter selon l'un des trois cas suivants :

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

Les armatures sont dimensionnées à l'état limite ultime (ELU), en tenant compte des sollicitations les plus contraignantes, dans les situations suivantes :

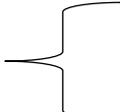
**Tableau V.1: Caractéristiques du béton et de l'acier.**

situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}$	$\gamma_s$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s$
durable	1.5	30	17	1.15	500	435
Accidentelle	1.15	30	22.17	1.5	500	500

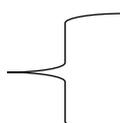
**V.2.1 Combinaison d'action :**

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

• **Selon CBA 93 :**

Situation durable :  **ELU : 1,35G+1,5Q**  
**ELS : G+Q**

• **Selon RPA 99 :**

Situation accidentelle :  **G+Q+E**  
**0,8G±E**

À partir de ces combinaisons, nous discernons les cas suivants :

- Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{max}, M_{corr}$ )
- Moment maximal avec l'effort correspondant ( $M_{max}, N_{corr}$ )
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ( $N_{min}, M_{corr}$ )

**Recommandation selon RPA99 version 2003 :**

Conformément aux dispositions des RPA99 version 2003 pour une zone sismique de type III, il est prescrit que les armatures longitudinales doivent être droites, sans crochet, et présentant une haute adhérence.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0,9\% < A_s / B < 3\% \text{ en zone courante (Z.C)}$$

$$0,9\% < A_s / B < 6\% \text{ en zone de recouvrement (Z.R)}$$

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de  $50\varnothing$  en zone de recouvrement.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

### V.2.2 Méthode de calcul :

Les tableaux ci-dessous synthétisent l'ensemble des résultats des efforts ainsi que les sections d'armature calculées en utilisant les différentes combinaisons :

**N.B :** On utilise Le logiciel de **SOCOTEC** pour le ferrailage des sections

#### • Situation durable :

- Combinaison → **1,35G+1,5Q**

❖ (N max, Mcorr) :

**TableauV.2: Ferrailages des poteaux carrées situation durable (Nmax, Mcorr).**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	N max (kN)	M corr (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )
(6 ;7;8)éme	45×45	-326.2363	15.4474	0	0	18.22
(4 ;5) éme	50×50	-568.1849	14.6936	0	0	22.5
(2 ;3) éme	55×55	-819.5446	16.14	0	0	27.22
(RDC ; 1er)	60×60	-1228.6417	18.1557	0	0	32.4

❖ (M max ,Ncorr) :

**TableauV.3: Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M max , Ncorr ).**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Ncorr(kN)	M max(kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )
(6 ;7;8)éme	45×45	-237.3129	113.6837	4,08	0	18.22
(4 ;5) éme	50×50	-1677.4209	109.0561	0	0	22.5
(2 ;3) éme	55×55	-1459.0024	109.6303	0	0	27.22
(RDC ; 1er)	60×60	-2210.0819	75.0156	0	0	32.4

❖ (N min ,Mcorr) :

**TableauV.4: Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N min , Mcorr ).**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	N min (kN)	Mcorr (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )
(6 ;7;8)éme	45×45	-403.5455	2.9366	0	0	18.22
(4 ;5) éme	50×50	-1528.1044	6.5668	0	0	22.5
(2 ;3) éme	55×55	-2329.8309	10.6285	0	0	27.22
(RDC ; 1er)	60×60	-3979.1469	21.661	0	0	32.4

- Situation accidentelle :

- Combinaison → G+Q+E

- ❖ (Nmin, Mcorr) :

TableauV.5: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle(N min , Mcorr ).

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Nmin (kN)	Mcorr(kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )
(6 ;7;8)éme	45×45	-403.5455	188.9466	<b>6.04</b>	<b>0</b>	<b>18.22</b>
(4 ;5) éme	50×50	-1487.371	-203.6196	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>22.5</b>
(2 ;3) éme	55×55	-2329.8309	-180.3333	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>27.22</b>
(RDC ; 1er)	60×60	-3121.1237	-177.3244	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>32.4</b>

- ❖ (Nmax, Mcorr) :

TableauV.6: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle(Nmax, Mcorr).

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	N max (kN)	M corr (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )
(6 ;7;8)éme	45×45	162.9466	111.0765	<b>7.31</b>	<b>0</b>	<b>18.22</b>
(4 ;5) éme	50×50	306.6472	120.1678	<b>8.59</b>	<b>0</b>	<b>22.5</b>
(2 ;3) éme	55×55	459.1662	101.1895	<b>8.9</b>	<b>0.29</b>	<b>27.22</b>
(RDC ; 1er)	60×60	425.0709	99.2744	<b>8.07</b>	<b>0.43</b>	<b>32.4</b>

- ❖ (M max , N corr) :

TableauV.7: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle(M max , N corr).

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	N corr(kN)	M max (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )
(6 ;7;8)éme	45×45	-167	160.8	<b>6.64</b>	<b>0</b>	<b>18.22</b>
(4 ;5) éme	50×50	-570.7776	240.9351	<b>5.76</b>	<b>0</b>	<b>22.5</b>
(2 ;3) éme	55×55	-1608.921	264.392	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>27.22</b>
(RDC ; 1er)	60×60	-2334.5841	249.3005	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>32.4</b>

- Combinaison → **0.8G+E**

- ❖ (Nmax, Mcorr) :

TableauV.8: Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle(Nmax, Mcorr).

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Nmax(kN)	Mcorr(kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )
(6 ;7;8)éme	45×45	76.45	54.58	<b>3.22</b>	<b>0</b>	<b>18.22</b>
(4 ;5) éme	50×50	253.3676	75,48	<b>6.04</b>	<b>0</b>	<b>22.5</b>
(2 ;3) éme	55×55	642.4562	107.4056	<b>11</b>	<b>1.85</b>	<b>27.22</b>
(RDC ; 1er)	60×60	523.91	110.68	<b>9.5</b>	<b>0</b>	<b>32.4</b>

- ❖ (N min ,Mcorr) :

**Tableau V.9: Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle(N min, Mcorr).**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Nmin(kN)	Mcrr (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )
(6 ;7;8)éme	45×45	-652.0391	-168.0466	<b>2.57</b>	<b>0</b>	<b>18.22</b>
(4 ;5) éme	50×50	-1201.3388	-172.5	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>22.5</b>
(2 ;3) éme	55×55	-1905.7165	-225.8761	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>27.22</b>
(RDC ; 1er)	60×60	-2591.4128	-177.4193	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>32.4</b>

❖ ( M max , N corr) :

**Tableau V.10: Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle(M max , N corr).**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	N corr (kN)	M max (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )
(6 ;7;8)éme	45×45	-102.4	180.52	<b>8.36</b>	<b>0</b>	<b>18.22</b>
(4 ;5) éme	50×50	-731.5931	235.2368	<b>4.03</b>	<b>0</b>	<b>22.5</b>
(2 ;3) éme	55×55	-1115.2942	264.55	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>27.22</b>
(RDC ; 1er)	60×60	403.54	240.0777	<b>12.98</b>	<b>0</b>	<b>32.4</b>

### V.2.3 Choix des armatures :

**Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux.**

Niveau	Section cm <sup>2</sup>	As cal (cm <sup>2</sup> ) Par face	As Total (cm <sup>2</sup> )	AsRPA (cm <sup>2</sup> )	As max (Z.C)	As max (Z.R)	Choix	As adopté (cm <sup>2</sup> )
(6 ;7;8)éme	45×45	<b>8.36</b>	<b>25.08</b>	<b>18.22</b>	60.75	121.5	4T20+12T14	31.04
(4 ;5) éme	50×50	<b>8.59</b>	<b>25.77</b>	<b>22.5</b>	75	150	4T20+12T14	31.04
(2 ;3) éme	55×55	<b>11</b>	<b>33</b>	<b>27.22</b>	90.7	181.5	8T20+8T14	37.45
(RDC ; 1er)	60×60	<b>12.98</b>	<b>38.94</b>	<b>32.4</b>	108	216	8T20+8T16	41.2

### V.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser , N ser) (annexe, Organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par:

#### ● Béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y \leq \sigma_{bc}$$

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

#### ● Acier :

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

- Fissuration préjudiciable.....  $\sigma_s = \zeta_s = \text{Min}(2/3 f_e ; \text{Max}(0,5 f_e = e \cdot 110 \sqrt{n} \cdot f_{tj})) = 250 \text{ MPa}$

- Fissuration très préjudiciable.....  $\sigma_s = 0,8 \cdot \zeta_s$

Avec :

$\eta = 1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s = 250$  MPa. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

•(Nser max, Msercorr) :

**Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (Nser max,**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	N max (cm <sup>2</sup> )	M corr (kN.m)	As adopté (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_s$ adm MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_{bcad}$ MPa	vérifié
(6 ;7;8)éme	45×45	-81.12	-41.49	31.04	31.4	250	2.68	18	c.v
(4 ;5) éme	50×50	-364.6813	-29.49	31.04	31	250	2.27	18	c.v
(2 ;3) éme	55×55	-576.9965	-29.456	37.45	33.6	250	2.39	18	c.v
(RDC ;1er)	60×60	-900.8354	-10.3	41.2	34,7	250	2,35	18	c.v

•(Mser max ,Nser corr) :

**Tableau V.13 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (Msermax**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Nser corr (cm <sup>2</sup> )	Mser max (kN.m)	ASadopé (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_s$ adm MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_{bcad}$ m MPa	vérifié
(6 ;7;8)éme	45×45	-174.546	83.09	31.04	63.7	250	5.4	18	c.v
(4 ;5) éme	50×50	-705.1078	79.5779	31.04	69.7	250	5,22	18	c.v
(2 ;3) éme	55×55	-1077.802	80.2492	37.45	70.9	250	5.11	18	c.v
(RDC ;1 <sup>er</sup> )	60×60	-1614.32	53.6099	41.2	71,1	250	4,92	18	c.v

• (Nser min ,Mser corr) :

**Tableau V.14 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (Nser min,**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Nser min (cm <sup>2</sup> )	Msercor r (kN.m)	Asado pté (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_s$ adm MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_{bcad}$ MPa	vérifié
(6 ;7;8)éme	45×45	-837.19	1.359	31.04	51.2	250	3.42	18	c.v
(4 ;5) éme	50×50	-1405.82	5.72	31.04	73.5	250	4.94	18	c.v
(2 ;3) éme	55×55	-2011.02	18.24	37.45	90	250	6.09	18	c.v
(RDC ;1er)	60×60	-2891.416	12.64	41.2	106.1	250	7,11	18	c.v

**V.2.5 Vérification de l'effort Tranchant :**

• **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 :

$$\tau_u = T_u / b.d$$

Où

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

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

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ( $d = h-c$ ) .

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\tau_u$  égale à :

**Selon le BAEL 91 :**

$\tau_u = \min (0.13.f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  .....Fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0.10.f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**Selon RPA99 ver2003 :**

$$\tau_u = \rho_d.f_{c28}$$

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

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

Avec :  $\lambda = l_f/a$

$\lambda$  : L'élancement géométrique du poteau

$l_f$  : Longueur du flambement du poteau.

a : Dimension de la section droite du poteau

**Tableau V.15: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Tu (kn)	$\tau_u$ MPa	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_u$ RPA MPa	$\tau_u$ BAEL MPa	Vérifié
(6 ;7;8)éme	45×45	84.342	0.22	4.76	0.04	1.2	3	C.v
(4 ;5) éme	50×50	73.6	0.19	4.284	0.04	1.2	3	C.v
(2 ;3) éme	55×55	74.286	0.2	3.89	0.04	1.2	3	C.v
(RDC ;1er)	60×60	41.65	0.11	4.76	0.04	1.2	3	C.v

**V.2.6 Ferrailage transversal des poteaux :**

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

**Selon CBA 93 :**

$$St < \min (0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$\varphi t < \min ( h / 35 , b / 10 , \varphi t)$$

$$At \cdot f_e / b \cdot St > \max(\tau_u / 2 , 0.4 \text{ MPa})$$

At : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

St : Espacement des armatures transversales.

$\varphi t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

**- Selon les RPA99 version 2003 :**

$$At / St = \rho_a \cdot T_u / h \cdot f_e$$

**Avec :**

At : Section d'armatures transversales.

St : Espacement des armatures transversales.

Tu : Effort tranchant à l'ELU.

f<sub>e</sub> : 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'espaceur des armatures transversales est déterminé comme suit :

$St \leq 10cm$ .....Zone nodale (zone III).

**Tableau V.16: Espacement maximales selon RPA99 des poteaux**

Niveau	Section	Barres	Ø (mm)	ST	
				Zone nodale	Zone courante
(6 ;7;8)éme	45×45	12T16	16	10	16
(4 ;5) éme	50×50	4T20+8T16	16 et 20	10	20
(2 ;3) éme	55×55	6T20+8T16	16 et 20	10	20
(RDC ;1er)	60×60	8T20+8T16	16 et 20	10	20

$St < \min ( b 2 , h 2 , 10\varnothing )$  .....Zone courante (zone III).

Øl : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $At / St.b$  en (%) est donnée comme suite :

0,3%.....si  $\lambda g \geq 5$

0.8 %.....si  $\lambda g < 3$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes

Si :  $3 < \lambda g < 5$

$\lambda g$  : L'élancement géométrique du poteau ( $\lambda g = lf / a$ )

a : Dimension de la section droite du poteau.

Lf : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 500MPa$  (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux

**Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.**

Niveau	Section	Lf (m)	$\lambda g$ (%)	$\rho_a$	Tumax (kN)	Zone	St (cm)	At cal (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (cm <sup>2</sup> )
(6 ;7;8)éme	45×45	2.142	4.76	3.75	84.342	N	10	1.4	6HA8	3.02
						C	12	1.68	6HA8	3.02
(4 ;5) éme	50×50	2.142	4.284	3.75	73.6	N	10	1.1	6HA8	3.02
						C	14	1.54	6HA8	3.02
(2 ;3) éme	55×55	2.142	3.89	3.75	74.286	N	10	1.01	6HA8	3.02
						C	14	1.41	6HA8	3.02
(RDC ;1er)	60×60	2.856	4.76	3.75	41.65	N	10	0.52	6HA8	3.02
						C	16	0.832	6HA8	3.02

**V.2.7 Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi$  en zone III.

- $\phi = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 60\text{cm}$

**V.2.8 Ferraillage des poteaux de sous-sol :**

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

$$A_S > \frac{\gamma_s}{f_e} \left( \frac{N_u}{a} - \frac{B r \cdot F_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right)$$

Avec :

**Nu**: Effort normal de compression simple pondéré.

**$\gamma_b$** : Coefficient de sécurité du béton tel que

**$\gamma_b = 1.5$**  situation durable ou transitoire.

**$\gamma_s$** : coefficient de sécurité de l'acier tel que

**$\gamma_s = 1.15$**  situation durable ou transitoire.

**$\alpha$** : Coefficient de réduction en fonction de  $\lambda$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Poteau carré :  $\lambda = l_f / a$

$l_f$  : longueur de flambement, on prend  $l_f = 0,7l_0$

$i$  : rayon de giration de la section du béton seul avec :  $i = \sqrt{I/B}$

$i = a/\sqrt{12}$  ..... (poteau carré )

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

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers  **$f_e = 500 \text{ MPa}$**

$B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm

d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

- Poteau carré.....  $B_r = (a-0,02)^2 \text{ (m}^2\text{)}$ .

#### ❖ Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est :

$$\mathbf{Nu(RDC) = 3979.1469 \text{ kN}}$$

Poids de plancher :  $31,085 \times 7.6 = 236,246 \text{ KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,55 \times 25 \times 1,955 = 8,064 \text{ KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 2,205 = 7,442 \text{ KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,45 \times 25 \times 2,41 = 8,134 \text{ KN}$

Poids de la poutre :  $0,3 \times 0,55 \times 25 \times 2,535 = 10,457 \text{ KN}$

Poids de la poutre :  $0,35 \times 0,6 \times 25 \times 3,35 = 15,075 \text{ KN}$

Poids de poteau :  $0.6^2 \times 25 \times 2,65 = 23,85 \text{ KN}$

$$\mathbf{G = 309.268 \text{ KN}}$$

→ Surcharge d'exploitation :  $Q = 5 \times 31,085 = 155.425 \text{ kN}$

$$\mathbf{Nu1 = 1,35G + 1,5Q = 650.6493 \text{ kN}}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$Nu(ss) = Nu(RDC) + Nu1 = 4629.7962 \text{ kN}$$

Le sous-sol est de section carré  $B = 60 \times 60 \text{ cm}^2$

- $I = 60/\sqrt{12} = 17.32 \text{ cm}$
- $\lambda = 0.7 \times 2.65 / 17.32 = 10.71 < 50$

- $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{10.71}{35}\right)^2} = 0.834$

- $Br = (60-2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$

D'où :

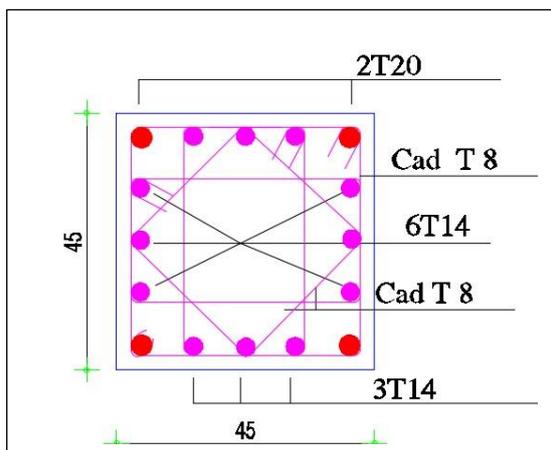
$$As \geq -44.41 \text{ cm}^2$$

$$As < 0 \text{ donc } As' = 0.9\%(60 \times 60) = 32.4 \text{ cm}^2$$

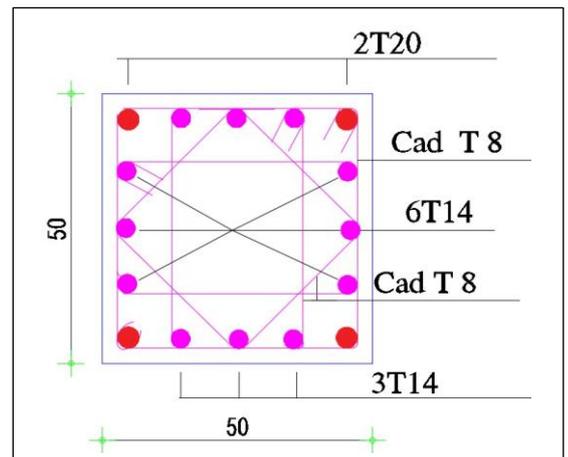
Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à 4605.6774 kN a donné une section inférieure à celle exigée par les RPA99 ver 2003 ( $As_{min} = 32.4 \text{ cm}^2$ ) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :  $41.2 \text{ cm}^2$

$$As = 8T16 + 8T20 = 41.2 \text{ cm}^2$$

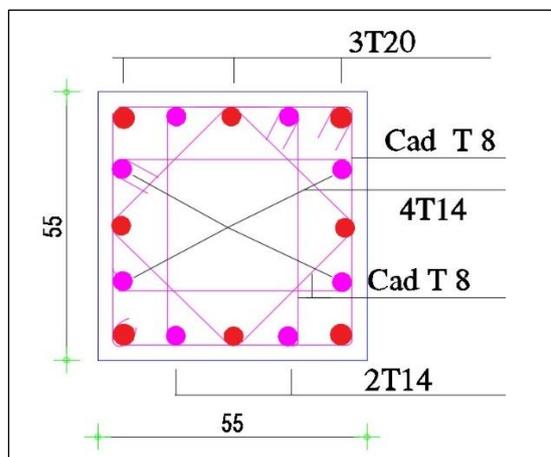
**V.2.9 Schéma de ferrailage des poteaux :**



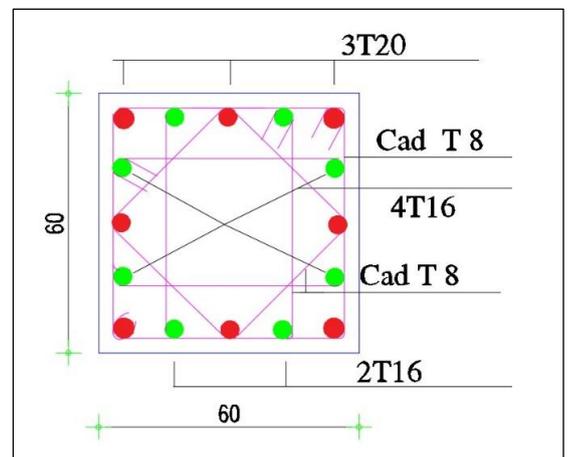
**Poteaux 45×45**



**Poteaux 50×50**



**Poteaux 55×55**



**Poteaux 60×60**

**V.3 Ferrailage des poutres :****V.3.1 Introduction :**

Les poutres, éléments structurels horizontaux, jouent le rôle de transmettre les charges vers les poteaux, subissant des moments de flexion et des forces tranchantes. Le renforcement des poutres est déterminé selon le diagramme de flexion simple (voir annexe).

**• Selon CBA 93 :**

Situation durable :

- ELU:  $1,35G+1,5Q$
- ELS:  $G+Q$

**• Selon RPA 99 :**

Situation accidentelle :

- $0.8 G \pm E$
- $G+Q \pm E$

**V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :**

Le taux minimal global des barres d'armature longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% pour chaque 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. Les barres d'armature longitudinales supérieures et inférieures doivent être ancrées dans les poteaux d'extrémité et d'angle en utilisant des crochets à angle droit de  $90^\circ$ .

**V.3.3 Calcul de ferrailage :**

Lorsque les armatures sont demandées dans les poutres, il faut les mettre dans les ports dans tous les sens:

-Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.18 : Ferrailage des poutres porteuses 35x60.**

Situation	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
<b>Durable 1.35G+1.5Q</b>	<b>35 ×60</b>	Travée	217.03	9.52	0
		Appuis	210.69	0	9.21
<b>Accidentelle G+Q-EY</b>	<b>35 ×60</b>	Travée	167.11	6.2	0
		Appuis	280.06	0	10.68

**Tableau V.19: Ferrailage des poutres porteuses 30x55.**

Situation	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
<b>Durable 1.35G+1.5Q</b>	<b>30 ×55</b>	Travée	228.8276	14.27	0
		Appuis	212.113	0	9.9
<b>Accidentelle G+Q-EY</b>	<b>30 ×55</b>	Travée	173.5	7.2	0
		Appuis	260.71	0	11.17

**Tableau V.20: Ferrailage des poutres porteuses 30x50.**

Situation	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
<b>Durable 1.35G+1.5Q</b>	<b>30 ×50</b>	Travée	72.5	4.04	0
		Appuis	91.02	0	5.01
<b>Accidentelle G+Q-EY</b>	<b>30 ×50</b>	Travée	66.31	2.96	0
		Appuis	133.44	0	6.12

**Tableau V.21: Ferrailage des poutres porteuses 30x45.**

Situation	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
<b>Durable 1.35G+1.5Q</b>	<b>30 ×45</b>	Travée	77.81	5.51	0
		Appuis	119.65	0	7.06
<b>Accidentelle G+Q-EY</b>	<b>30 ×45</b>	Travée	147.447	7.76	0
		Appuis	186.53	0	10.05

**V.3.4 Choix des armatures :**

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.22: Choix ferrailage des poutres

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (kN.m)	AS cal (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )	As prend (cm <sup>2</sup> )
35 × 60	Travée	217.03	9.52	3T16+3T14	AS=10.65	A'S=3T16=6.03
	Appuis	280.06	10.68	6T16	A'S=12.06	AS=3T16=6.03
30 × 55	Travée	228.8276	14.27	6T16+2T14	AS=15.14	A'S=3T16=6.03
	Appuis	260.71	11.17	6T16	A'S=15.14	AS=3T16=6.03
30 × 50	Travée	72.5	4.04	4T16	AS=8.04	A'S=4T14=6.16
	Appuis	133.44	6.12	8T14	A'S=12.32	AS=4T16=8.04
30 × 45	Travée	147.447	7.76	6T16	AS=12.06	A'S=3T16=6.03
	Appuis	186.53	10.05	6T16+2T14	A'S=15.14	AS=3T16=6.03

**V.3.5 Vérification vis à vis de l'ELS :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \sigma_s = 250 \text{ MPa}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0$$

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

La fissuration est considérée préjudiciable :

Tableau V.23: vérification des poutres à l'ELS.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mser (kN.m)	$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_{bcadm}$ MPa	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_s adm$ MPa	Vérifié
35 × 60	Travée	101.8	5.48	18	188.7	250	c.v
	Appuis	140.0046	7.23	18	230.4	250	c.v
30 × 55	Travée	163.3737	9.94	18	239.9	250	c.v
	Appuis	151.4432	9.22	18	222.4	250	c.v
30 × 50	Travée	77.1	6.74	18	231.1	250	c.v
	Appuis	120.9528	8.79	18	239.7	250	c.v
30 × 45	Travée	104.045	9.64	18	238.9	250	c.v
	Appuis	128.91	11.2	18	238.4	250	c.v

**V.3.6 Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{smin} = 0.23bd \cdot f_{t28} / f_e$$

Avec :  $f_{t28} = 2,4$  ;  $f_e = 500$  MPa

**Tableau V.24: Vérification de la condition de non fragilité.**

Section (cm <sup>2</sup> )	As choisie (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	Vérification
<b>35 × 60</b>	10.18	1.71	<b>c.v</b>
<b>30 × 55</b>	16.08	1.639	<b>c.v</b>
<b>30 × 50</b>	9.42	1.49	<b>c.v</b>
<b>30 × 45</b>	13.26	1.341	<b>c.v</b>

**3.7 Vérification thermique :**

Le règlement CBA93 stipule qu'une étude thermique est requise pour toute structure dont les dimensions en plan dépassent 25m. En raison des variations de température, l'expansion ou la contraction de l'élément est déterminée par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l \Delta T \dots\dots\dots (1)$$

$$\zeta = \Delta L / l \dots\dots\dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :  $\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots (3)$

La loi de Hooke, utilisée pour évaluer la contrainte, est applicable uniquement dans la plage élastique. Elle s'exprime comme suit :  $\sigma = E \times \zeta \dots\dots\dots (4)$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \alpha \Delta T \dots\dots\dots (5)$$

**Avec :**

L : Variation de la longueur de l'élément.

$\Delta T$  : Variation de la température ( $\Delta T = 20$  c°).

$\alpha$  : Coefficient de dilatation thermique ( $\alpha = 10^{-5}$ )

$\sigma$  : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E=11496,76 MPa).

Donc :  $\sigma = E \alpha \Delta T = 2,3$  MPa

La fissuration est considérée préjudiciable

Tableau V.25 : vérification thermique des poutres à L'ELS.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mser (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bcad}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	$\sigma_s + \sigma$ (MPa)	$\sigma_s$ adm (MPa)	Vérifiée
35 × 60	Travée	101.8	5.48	18	188.7	2.3	191	250	c.v
	Appuis	140.00	7.23	18	230.4	2.3	232.7	250	c.v
30 × 55	Travée	163.38	9.94	18	239.9	2.3	242.2	250	c.v
	Appuis	151.44	9.22	18	222.4	2.3	224.7	250	c.v
30 × 50	Travée	77.1	6.74	18	231.1	2.3	233.4	250	c.v
	Appuis	120.95	8.79	18	239.7	2.3	242	250	c.v
30 × 45	Travée	104.04	9.64	18	238.9	2.3	241.2	250	c.v
	Appuis	128.91	11.2	18	238.4	2.3	240.7	250	c.v

V.3.8 Vérification de l'effort tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \tau_{u\max}/bd$

$\tau_u$  : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\tau_u = \min(0,1 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

Tableau V.26 : vérification de la contrainte de cisaillement .

Section (cm <sup>2</sup> )	Vu max (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	Vérification
35 × 60	186.1	1	3	C.v
30 × 55	215.27	1.46	3	C.v
30 × 50	107	0.81	3	C.v
30 × 45	134.47	1.1	3	C.v

V.3.9 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 (Fe = 500MPa)

•Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} St = \text{Min} (0.9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{At}{b \cdot St} > \frac{\tau_u - 0.3 \cdot f_{c28} \cdot K}{0.8 \cdot f_{c28}} ; K=1 \\ \frac{At}{b \cdot St} > \max \left( \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

• Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{ll} At = 0.003 \times St \times b & \\ St \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 * \phi l \right) & \text{zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} & \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi t = \min( h / 35 ; \phi l ; b / 10 )$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.27 : calcul des armatures transversales.**

Section (cm <sup>2</sup> )	T (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL9	RPA99		St adp(cm)		Choix (cm <sup>2</sup> )	AT (cm <sup>2</sup> )
			1	St(cm)	St(cm)	St(cm)	St(cm)		
				ZC	ZN	ZN	ZC		
35 × 60	186.1	1	40	30	15	10	20	2T10	1.57
30 × 55	215.27	1.46	40	27.5	13.75	10	15	2T10	1.57
30 × 50	107	0.81	40	25	12.5	10	15	2T10	1.57
30 × 45	134.47	1.1	36.45	22.5	11.25	10	15	2T10	1.57

**V.3.10 Recouvrement des armatures longitudinales :**

L<sub>r</sub> = 50∅ (zone III).

L<sub>r</sub> : Longueur de recouvrement.

On a :

∅ = 16mm .....L<sub>r</sub> = 80 cm

∅ = 14mm.....L<sub>r</sub> = 70 cm

∅ = 20mm.....L<sub>r</sub> = 100cm

**V.3.11 Arrêt des barres :**

Armatures inférieures :

h < l/10

Armatures supérieures :

$$h' \leq \left\{ \begin{array}{l} 1/4 \dots\dots\dots \text{Appuis en travée de rive} \\ 1/5 \dots\dots\dots \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec :  $L = \max (L \text{ gauche ; } L \text{ droite})$

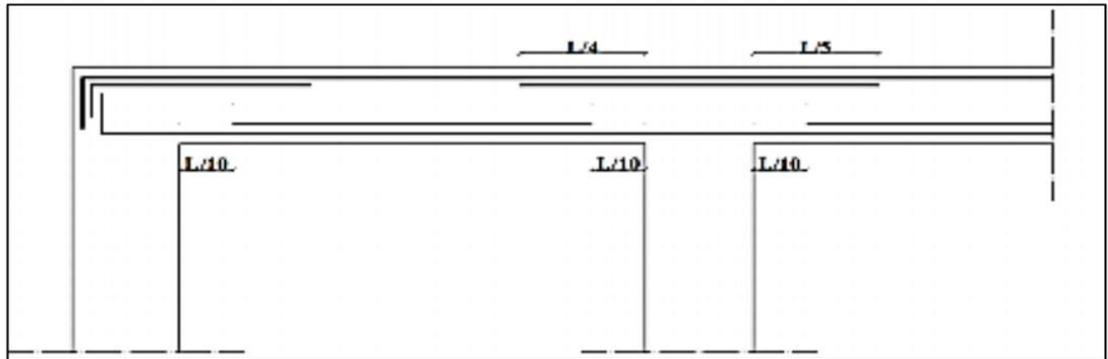


Figure V.1 : arrêt des barres .

**V.3.12 Vérification de la flèche :**

Tel que :

- **Poutre (35×60) :**  $f_{adm} = 0.5 + 720/1000 = 1.22 \text{ cm}$
- **Poutre (30×55) :**  $f_{adm} = 0.5 + 675/1000 = 1.175 \text{ cm}$
- **Poutre (30×50) :**  $f_{adm} = 0.5 + 559/1000 = 1.059 \text{ cm}$
- **Poutre (30×45) :**  $f_{adm} = 0.5 + 550/1000 = 1.05 \text{ cm}$

**$f_i$  :** La flèche due aux charges instantanées.

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

**- Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = M_{ser} \times l^2 / 10 E_v \times I_{fv}$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

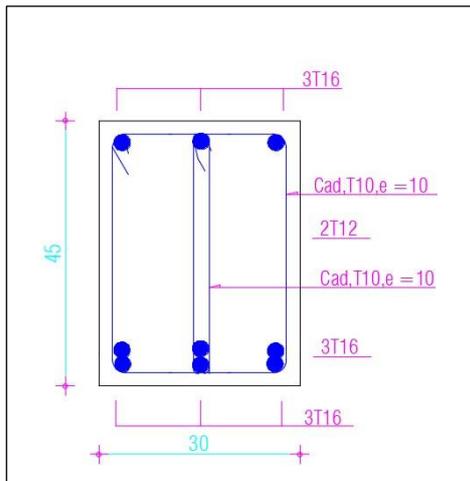
$$f_i = M_{ser} \times l^2 / 10 E_v \times I_{fi}$$

Tableau V. 28 : vérification de la flèche

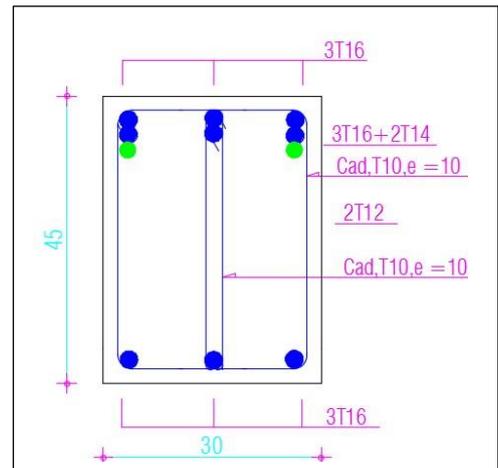
Section (cm <sup>2</sup> )	Mser (kN.m)	Ei (MPa)	Ev (MPa)	fi (cm)	fv (cm)	Δf (cm)	fadm (cm)	Vérifiée
(35×60)	101.8	34179,5	11496,7	0.06	0.18	0.24	1.22	c.v
(30×55)	163.3737	34179,5	11496,7	0.085	0.25	0.335	1.175	c.v
(30×50)	77.1	34179,5	11496,7	0.081	0.24	0.321	1.059	c.v
(30×45)	104.04	34179,5	11496,7	0.113	0.34	0.452	1.05	c.v

**V.3.13 Schéma de ferrailage des poutre :**

**Poutre(30×45) :**

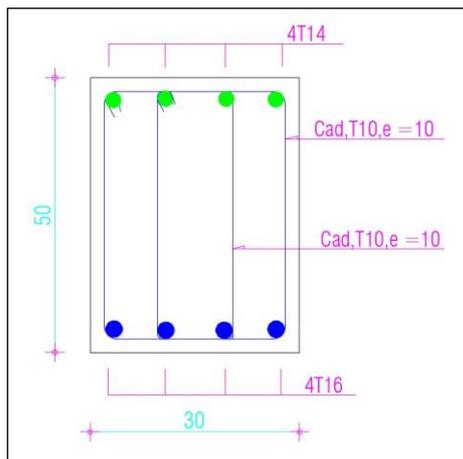


Travée

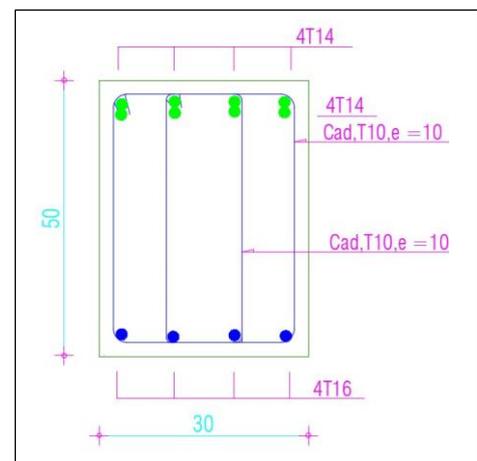


Appuis

**Poutre(30×50) :**

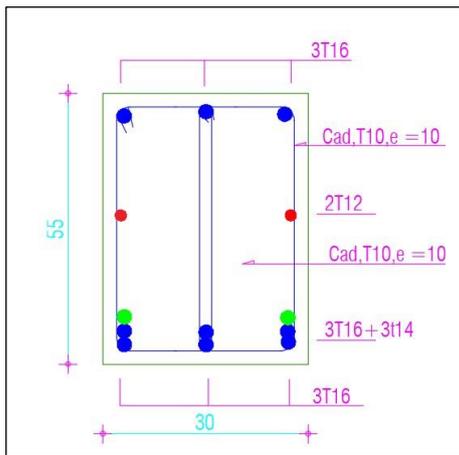


Travée

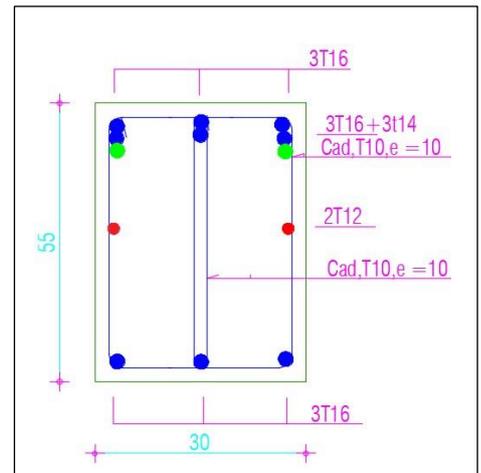


Appuis

**Poutre(30×55) :**

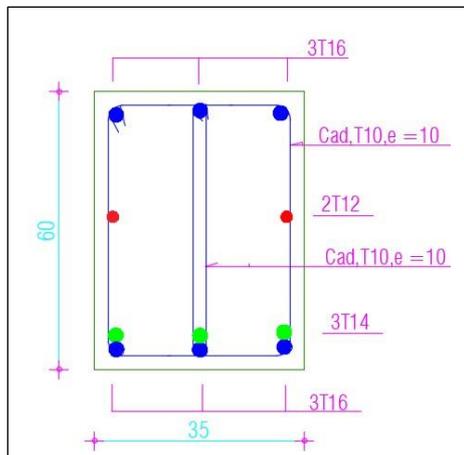


Travée

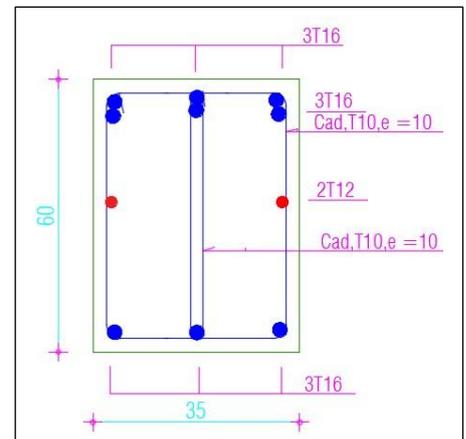


Appuis

**Poutre(35×60) :**



Travée



Appuis

**V.4 Ferrillages des voiles :**

**V.4.1 Introduction :**

Les voiles, qui sont des éléments verticaux, sont conçus pour supporter à la fois des charges horizontales et verticales.

Leur section rectangulaire présente une faible épaisseur par rapport à leur longueur, ce qui leur confère une rigidité perpendiculaire à cette épaisseur. Ainsi, dans une structure, les voiles sont disposés dans les deux directions principales.

Certains voiles peuvent être pleins, tandis que d'autres peuvent comporter des ouvertures telles que des linteaux et des trumeaux. Les voiles pleins et les trumeaux sont armés pour

résister à la flexion composée, tandis que les linteaux sont armés pour résister à la flexion simple avec un effort tranchant dans les deux cas.

Les combinaisons de calculs sont :

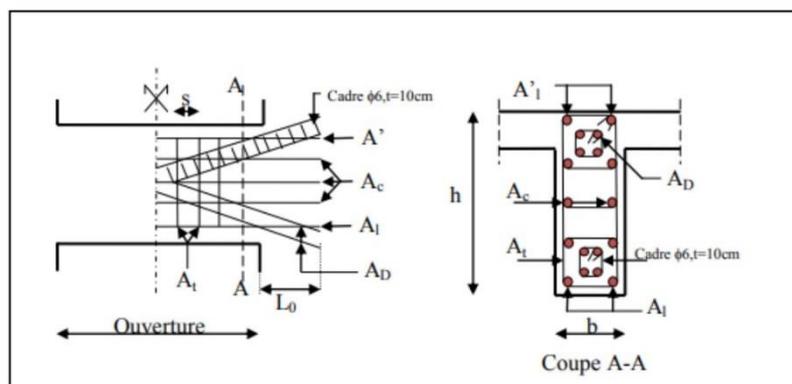
- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

**Recommandations du RPA99 :**

**Les linteaux (RPA99 version2003 (article 7.7.3)) :**

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion
- Des aciers transversaux
- Des aciers en partie courante (aciers de peau)
- Des armatures diagonales (si nécessaire)



**Figure V.2: Ferraillage du linteau**

- **Armature longitudinales :**

$$(A1 ; A1') \geq 0.0015 b \times h \text{ (0.15\%)}$$

- **Armature transversales :**

$$A_t \geq 0.0015 b \times s \text{ (0.15\%) pour } \tau u \leq 0.025 \times f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.0025nb \times s \text{ (0.25 \% ) pour } \tau u > 0.025 * f_{c28}$$

Ou :  $\tau_u = V / b \cdot d$

avec :  $V = 1.4V_u$

b : Épaisseur de linteaux ou de voile

d : Hauteur utile = 0,9h

h : Hauteur total de la section brute

s : Espacement des armatures transversales

• **Armatures en section courante (armature de peau) :**

Si  $\tau_u > 0,06 f_{c28}$ , il est impératif de disposer ces armatures. Sinon, l'ajout d'armatures diagonales n'est pas nécessaire.

• **Armatures diagonales :**

Les armatures longitudinales intermédiaires, également appelées armatures de peau  $A_c$  (2 nappes), doivent représenter un minimum total de 0.20% en termes de proportion.

$$A_D \geq 0,0015 \cdot b \cdot h$$

• **Les trumeaux (voiles pleines) : (RPA99 version 2003 (articles 7.7.4) :**

On devra disposer :

- Des aciers verticaux de flexion .
- Des aciers horizontaux.

• **Aciers verticaux :**

Ces armatures reprennent les efforts de flexion en étant calculées pour la flexion composée. Elles sont positionnées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action combinée des forces verticales et horizontales, afin de prendre en charge intégralement l'effort de traction, est le suivant :

$$A_{min} = 0,2\% \times l_t \times e$$

$l_t$  : Longueur de la zone tendue

e: épaisseur du voile.

es barres verticales situées dans les zones extrêmes doivent être attachées avec des cadres horizontaux où l'espacement  $S_t$  est inférieur à l'épaisseur  $e$ .

Les barres situées au niveau le plus haut doivent être pourvues de crochets à leur extrémité supérieure.

• **Aciers horizontaux :**

Ces éléments sont conçus pour absorber les forces de cisaillement, stabiliser les barres verticales et prévenir leur flambage. Par conséquent, ils doivent être placés en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales. Les barres horizontales nécessitent des crochets à 130 degrés, chacun mesurant une longueur de diamètre 10 millimètres.

• **Règles communes :**

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%
- En zone courante (non tendue) 0.10%

L'espacement des barres horizontales et verticales est :  $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales, à l'exception des zones d'about, ne doit pas excéder un dixième 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 ;
- ❖ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les  $\phi 20$  combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vg} = 1.1 \times V / F_e ; \text{ avec } V = 1.4 \times V$$

Il est nécessaire d'ajouter à cette quantité la section d'acier tendu requise pour équilibrer les forces de traction générées par les moments de renversement

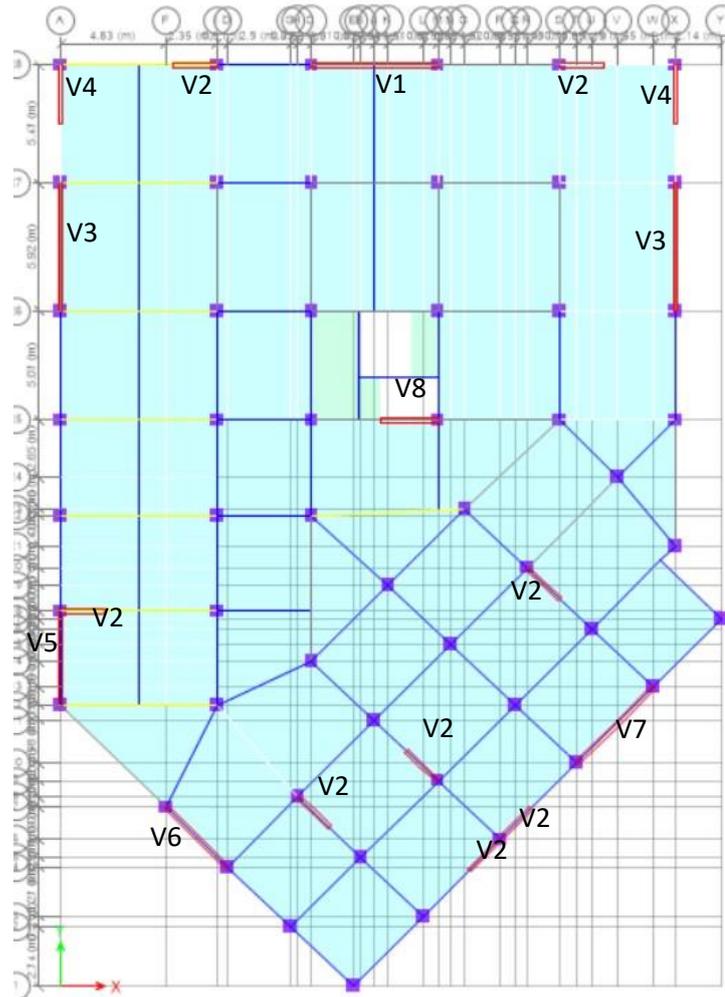


Figure V.3: Plan de repérage des voiles.

**V.4.2 Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**N min ; Mcorr** :est la plus défavorable

Tableau V.29 les sollicitations des voiles

Voiles	Etages	L (m)	N (kN)	M (kN.m)	V (kN)
V1	(6) éme	5.8	-523.1368	-99.55	-59.8
	(4+5) éme		-1504.8407	-48.7	-16.4
	(2+3) éme		-2368.1418	76.12	28
	RDC + 1 er		-3379.1094	644.07	150.6
V2	(6+7+8) éme	2	-702.5802	-327.63	-320.73
	(4+5) éme		-992.3126	-542.6	-319.17
	(2+3) éme		-1264.5227	3.64	-11.05
	RDC + 1 er		-2183.3759	-2021.34	-571.05
V3	(6) éme	5.92	-606.4043	-109.34	-86.98
	(4+5) éme		-1777.8754	-77.9	-52.42
	(2+3) éme		-2783.5976	-70.14	-41.8
	RDC + 1 er		-3710.29	-63.22	-21.15
V4	(6) éme	2.74	-554.8253	-74.54	-57.79
	(4+5) éme		-1134.2822	-60.48	-40.25
	(2+3) éme		-1475.8671	-44.79	-30.57
	RDC + 1 er		-1548.6767	-32.14	-12.19
V5	(6+7+8) éme	4.34	-1137.8428	-830	-353.1
	(4+5) éme		-1767.26	-2867.3	-1074.6
	(2+3) éme		-2657.105	-5611.5212	-1732.99
	RDC + 1 er		-4095.2359	-10903.64	-2272.61
V6	(6+7+8) éme	4	-928.0355	112	165.615
	(4+5) éme		-1437.5358	62.05	118.32
	(2+3) éme		-1867.9024	39.96	112.29
	RDC + 1 er		-2454.1075	67.57	70.27
V7	(6+7+8) éme	5	-1461.58	-1739.07	-870.15
	(4+5) éme		-2363.8819	-4458.3	-1782.92
	(2+3) éme		-3130.5428	-9147.06	-2651.9461
	RDC + 1 er		-3716.53	-17338.8352	-3047.6
V8	(6+7+8) éme	2.65	-1208.458	-167.68	-415.6
	(4+5) éme		-1508.9028	227.19	148.89
	(2+3) éme		-1985.2291	189.62	132.54
	RDC + 1 er		-3269.8305	-531.17	-945.64

**V.4.3 Calcul de ferrailage :**

Les résultats des comparaisons des valeurs les plus critiques des sollicitations, en fonction des diverses combinaisons d'actions précédemment mentionnées, sont synthétisés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.30: tableau de ferrailage de voile 1 .

Niveau	RDC + 1 <sup>er</sup>	(2+3) éme	(4+5) éme	(6+7+8) éme
L (m)	5.8	5.8	5.8	5.8
e (cm)	20	20	20	20
N (kN)	-3379.1094	-2368.1418	-1504.8407	-523.1368
M (kN.m)	644.07	76.12	48.7	99.55
V (kN)	150.6	28	-16.4	-59.8
$\tau_u$ (MPa)	0.64	0.12	0.07	0.25
$\tau_u$ adm (MPa)	6	6	6	6
As cal ( $cm^2$ ) / 2 nappe	24.21	12.54	9.61	7.7159
LT (m)	3.47	2.98	2.99	1.93
Choix	2x(15T12+2T14)	2x(14T10)	2x(14T10)	2x(9T10)
As adopté ( $cm^2$ )	26.86	22.12	22.12	14.22
St (cm)	extrémité	10	10	10
	milieu	20	20	20
Ah cal ( $cm^2$ )	0.64	0.12	0.07	0.25
Ah min ( $cm^2$ )	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté ( $cm^2$ )	1.01	1.01	1.01	1.01
Choix	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.31: tableau de ferrailage de voile 2 .

Niveau	RDC + 1 <sup>er</sup>	(2+3) éme	(4+5) éme	(6+7+8) éme
L (m)	2	2	2	2
e (cm)	20	20	20	20
N (kN)	-2183.3759	-1264.5227	-992.3126	-702.5802
M (kN.m)	-2021.34	-11.05	-542.6	-327.63
V (kN)	-571.05	3.64	-319.17	-320.73
$\tau_u$ (MPa)	0.77	0.44	0.43	0.43
$\tau_u$ adm (MPa)	6	6	6	6
As cal ( $cm^2$ )	12.28	5.99	1.561	1.1268
LT (m)	0.64	0.97	0.4	0.28
Choix	2x(4T14)	2x(6T10)	2x(2T10)	2T10
As adopté ( $cm^2$ )	12.32	9.42	3.14	1.57
St (cm)	extrémité	10	10	10
	milieu	15	15	15
Ah cal ( $cm^2$ )	0.77	0.44	0.43	0.43
Ah min ( $cm^2$ )	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté ( $cm^2$ )	1.01	1.01	1.01	1.01
Choix	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.32: tableau de ferrailage de voile 3 .

Niveau	RDC + 1 <sup>er</sup>	(2+3) éme	(4+5) éme	(6+7+8) éme
L (m)	5.92	5.92	5.92	5.92
e (cm)	20	20	20	20
N (kN)	-3710.29	-2783.6	-1777.8754	-606.4
M (kN.m)	-63.22	-70.14	-77.9	-109.34
V (kN)	-21.15	-41.8	-52.42	-86.98
$\tau_u$ (MPa)	0.03	0.05	0.07	0.1
$\tau_u$ adm (MPa)	6	6	6	6
As cal ( $cm^2$ )	17.91	13.21	11.31	9.67
LT (m)	2.9	2.884	2.828	2.42
Choix	2x(12T12+2T14)	2x(14T10)	2x(14T10)	2x(12T10)
As adopté ( $cm^2$ )	22.12	22.12	22.12	18.96
St (cm)	extrémité	10	10	10
	milieu	20	20	20
Ah cal ( $cm^2$ )	0.03	0.05	0.07	0.1
Ah min ( $cm^2$ )	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté ( $cm^2$ )	1.01	1.01	1.01	1.01
Choix	2T8	2T8	2T8	2T8
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.33: tableau de ferrailage de voile 4 .

Niveau	RDC + 1 <sup>er</sup>	(2+3) éme	(4+5) éme	(6+7+8) éme
L (m)	2.74	2.74	2.74	2.74
e (cm)	20	20	20	20
N (kN)	-1548.6767	-1475.8671	-1134.2822	-554.8253
M (kN.m)	-32.14	-44.79	-60.48	-74.54
V (kN)	-12.19	-30.57	-40.25	-57.79
$\tau_u$ (MPa)	0.02	0.04	0.05	0.08
$\tau_u$ adm (MPa)	6	6	6	6
As cal ( $cm^2$ )	7.06	6.42	4.42	3.86
LT (m)	1.3	1.278	1.21	0.967
Choix	2x(6T10)	2x(6T10)	2x(6T10)	2x(4T10)
As adopté ( $cm^2$ )	9.42	9.42	9.42	6.28
St (cm)	extrémité	10	10	10
	milieu	20	20	20
Ah cal ( $cm^2$ )	0.02	0.04	0.05	0.08
Ah min ( $cm^2$ )	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté ( $cm^2$ )	1.01	1.01	1.01	1.01
Choix	2T8	2T8	2T8	2T8
St(cm)	20	20	20	20

Tableau V.34: tableau de ferrailage de voile 5 .

Niveau	RDC + 1 <sup>er</sup>	(2+3) éme	(4+5) éme	(6+7+8) éme
L (m)	4.34	4.34	4.34	4.34
e (cm)	20	20	20	20
N (kN)	-4095.2359	-2657.105	-1767.26	-1137.842
M (kN.m)	-10903.64	-5611.5212	-2867.3	-830
V (kN)	-2272.61	-1732.99	-1074.99	-353.1
$\tau_u$ (MPa)	4.07	3.11	1.93	0.63
$\tau_u$ adm (MPa)	6	6	6	6
As cal ( $cm^2$ )	39.38	16.76	6.08	2.82
LT (m)	1.58	1.42	1.2	0.7
Choix	2x(10T16)	2x(9T12)	2x(8T10)	2x(4T10)
As adopté ( $cm^2$ )	40.21	20.36	12.57	3.39
St (cm)	extrémité	10	10	15
	milieu	15	15	10
Ah cal ( $cm^2$ )	2.036	1.55	0.915	0.315
Ah min ( $cm^2$ )	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté ( $cm^2$ )	2.26	1.57	1.01	1.01
Choix	2T12	2T10	2T8	2T8
St(cm)	10	10	10	10

Tableau V.35: tableau de ferrailage de voile 6 .

Niveau	RDC + 1 <sup>er</sup>	(2+3) éme	(4+5) éme	(6+7+8) éme
L (m)	4	4	4	4
e (cm)	20	20	20	20
N (kN)	-2454.1075	-1867.9	-1437.5358	-928.0355
M (kN.m)	67.57	39.96	62.049	112
V (kN)	70.27	112.9	118.32	165.615
$\tau_u$ (MPa)	0.14	0.22	0.23	0.32
$\tau_u$ adm (MPa)	6	6	6	6
As cal ( $cm^2$ )	13.3	9.94	8.14	7.44
LT (m)	2.08	2.06	2.1294	2.35
Choix	2x(8T12+2T14)	2x(10T10)	2x(10T10)	2x(12T10)
As adopté ( $cm^2$ )	15.71	15.71	15.71	18.96
St (cm)	extrémité	10	10	10
	milieu	20	20	20
Ah cal ( $cm^2$ )	0.14	0.22	0.12	0.32
Ah min ( $cm^2$ )	0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté ( $cm^2$ )	1.01	1.01	1.01	1.01
Choix	2T8	2T8	2T8	2T8
St(cm)	20	20	20	20

Tableau V.36: tableau de ferrailage de voile 7 .

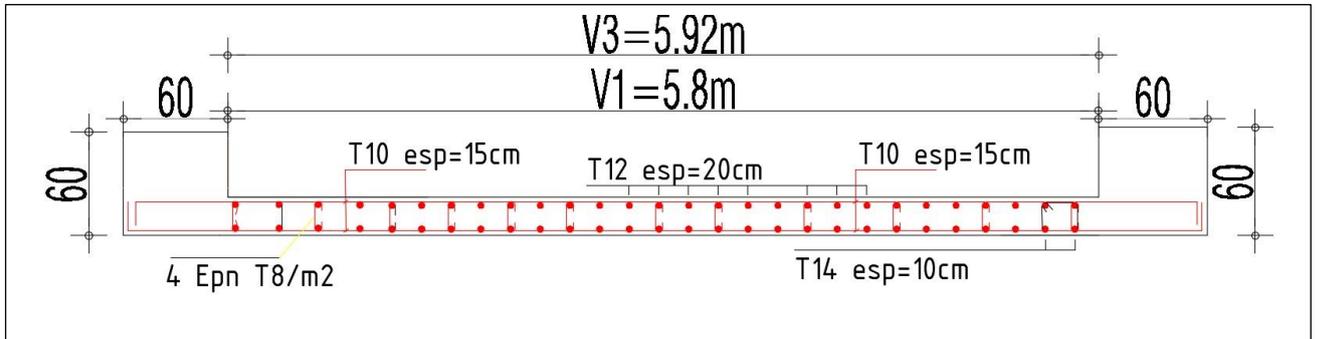
Niveau	RDC + 1 <sup>er</sup>	(2+3) éme	(4+5) éme	(6+7+8) éme
<b>L (m)</b>	5	5	5	5
<b>e (cm)</b>	20	20	20	20
<b>N (kN)</b>	-3716.53	-3130.5428	-2363.8819	-1461.58
<b>M (kN.m)</b>	-17338.8352	-9147.06	-4458.3	-1739.07
<b>V (kN)</b>	-3047.6	-2651.94	-1782.92	-870.15
<b><math>\tau_u</math> (MPa)</b>	4.74	4.12	2.77	1.35
<b><math>\tau_u</math> adm (MPa)</b>	6	6	6	6
<b>As cal (<math>cm^2</math>)</b>	72.5	28.04	8.33	2.99
<b>LT (m)</b>	2.06	1.78	1.39	0.75
<b>Choix</b>	2x(11T12+2T14)	2x(8T16)	2x(6T12)x2	2x(3T10)
<b>As adopté (<math>cm^2</math>)</b>	81.64	32.17	13.57	4.71
<b>St (cm)</b>	<b>extrémité</b>	10	10	10
	<b>milieu</b>	15	15	15
<b>Ah cal (<math>cm^2</math>)</b>	2.37	1.81	1.385	0.675
<b>Ah min (<math>cm^2</math>)</b>	0.6	0.6	0.6	0.6
<b>Ah adopté (<math>cm^2</math>)</b>	3.08	2.26	1.57	1.01
<b>Choix</b>	2T14	2T12	2T10	2T8
<b>St(cm)</b>	10	10	10	10

Tableau V.37: tableau de ferrailage de voile 8 .

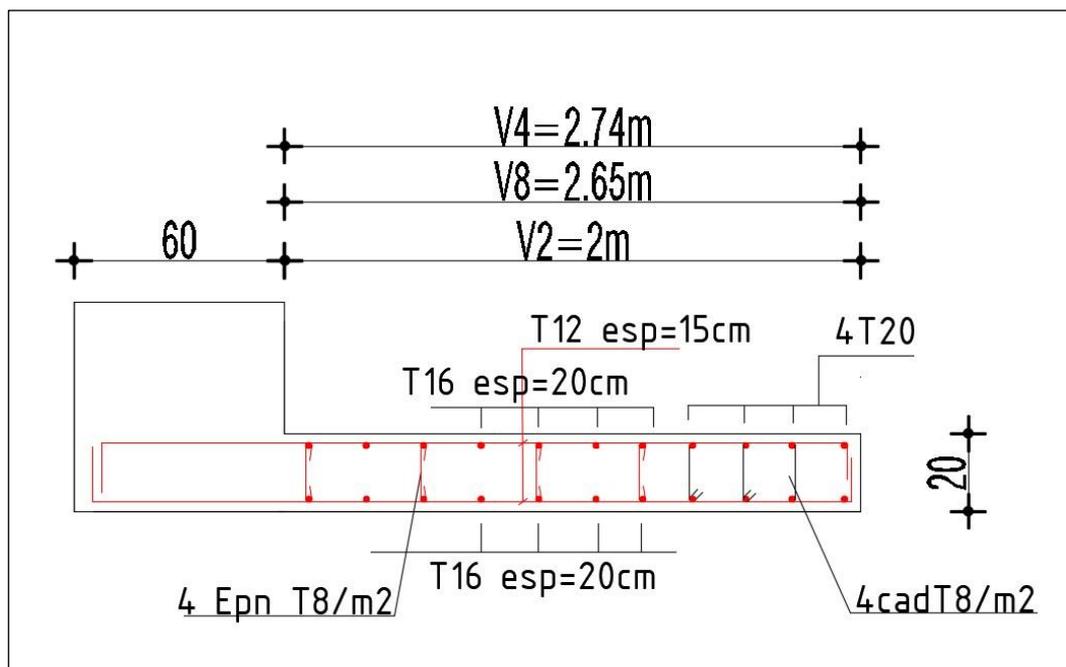
Niveau		RDC + 1 <sup>er</sup>	(2+3) éme	(4+5) éme	(6+7+8) éme
L (m)		2.65	2.65	2.65	2.65
e (cm)		20	20	20	20
N (kN)		-3322.8452	-1985.2291	-1508.9028	-1208.458
M (kN.m)		-3950.46	189.62	227.19	-167.68
V (kN)		945.64	132.54	148.89	415.6
$\tau_u$ (MPa)		2.78	0.39	0.44	1.22
$\tau_u$ adm (MPa)		6	6	6	6
As cal ( $cm^2$ )		17.66	14.68	13.65	3.63
LT (m)		0.83	1.61	1.77	0.9
Choix		2x(4T20)	2x(8T12)	2x(8T12)	2x(4T10)
As adopté ( $cm^2$ )		25.13	18.10	19.74	6.28
St (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	10	10
Ah cal ( $cm^2$ )		2.78	0.39	0.44	1.22
Ah min ( $cm^2$ )		0.6	0.6	0.6	0.6
Ah adopté ( $cm^2$ )		3.08	1.57	1.57	1.57
Choix		2T14	2T10	2T10	2T10
St(cm)		20	20	20	20

**Schéma de ferraillage des voiles : (pour le RDC)**

en généralisée le ferraillage des voiles le presque le même longueur.



**Figure V.4 : Ferraillage du Voile 1 et 3 .**



**Figure V.5 : Ferraillage du Voile 2 et 8 et 4 .**

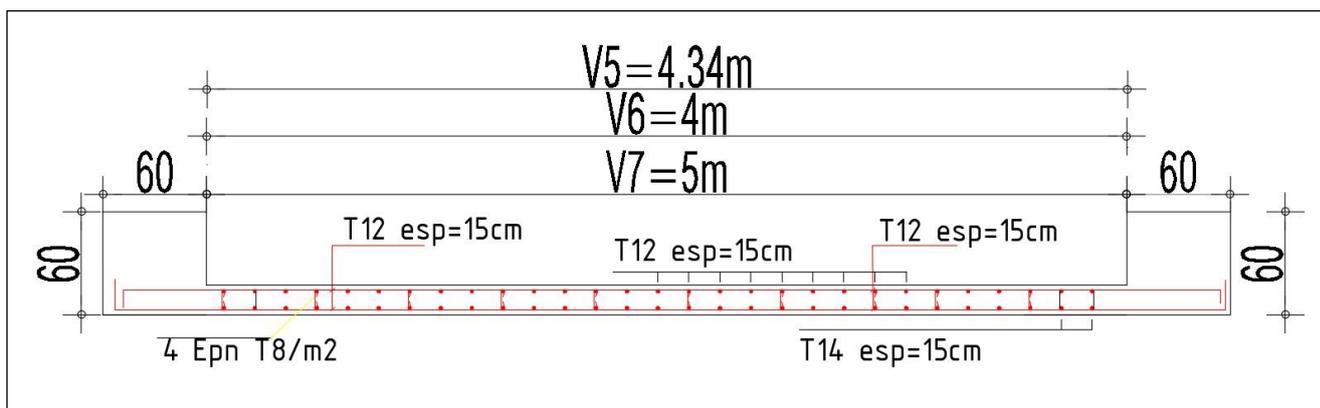


Figure V.6 : Ferrailage du Voile 5 et 6 et 7 .

**CHAPITRE 6 :**  
**Etude des fondations**

### **VI.1. Introduction :**

L'harmonie entre le projet et les caractéristiques du sol sur lequel il est érigé, ainsi que la manière dont la structure interagit avec ce sol, sont cruciales pour assurer la conception et la mise en œuvre adéquates des fondations.

Ces dernières, en tant qu'éléments fondamentaux de l'ouvrage, déterminent en grande partie sa stabilité et sa durabilité.

### **VI.2. Critères de choix du type des fondations :**

Le type de fondations sélectionné repose principalement sur les facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.
- Le coût (Raisons économiques)

Pour déterminer le type de fondation approprié, nous procédons dans l'ordre suivant : nous évaluons d'abord les semelles isolées, puis les semelles filantes, ensuite le radier général, et enfin nous sélectionnons celui qui correspond le mieux en fonction des caractéristiques du sol.

La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bars}$ , et ancrées à 3 m de profondeur

### **VI.3. Choix du type des fondations :**

#### **VI.3.1. Semelles isolées :**

Les poteaux étant de sections carrées ; on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est :  $N_{ser}/S < \sigma_{sol}$

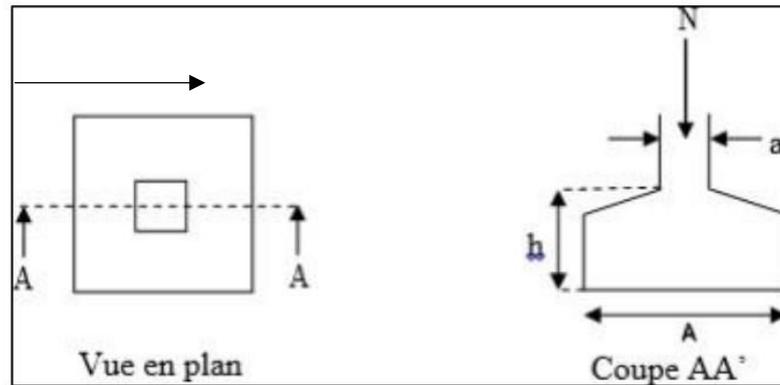
Pour cette vérification on prend la semelle sous le poteau le plus sollicitée avec :

**S** : surface d'appui de la semelle.

**$\sigma_{sol}$**  : Contrainte admissible du sol avec  **$\sigma_{sol} = 170 \text{ KPa}$**

**N<sub>ser</sub>** : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le **logiciel ETABS18.1.1** à L'ELS.

$N_{ser} = 3340.07 \text{ kn}$



**Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée.**

$$\frac{N_{ser}}{S} < \delta_{sol}$$

$$S = N_{ser} / \sigma_{sol} = 3340,07 / 170 = 19.64 \text{ m}^2$$

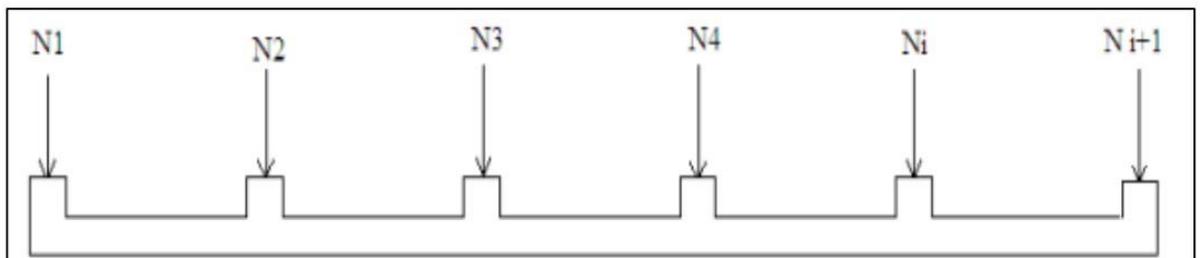
$$S \leq 19.64 \text{ m}^2 \Rightarrow S = B \times B \Rightarrow B \geq 4.43 \text{ m.}$$

**Conclusion :**

En observant ces résultats, nous constatons un chevauchement des semelles, ce qui nous conduit à examiner les semelles filantes.

**VI.3.2. Semelles filantes :**

On utilise des semelles filantes lorsque les poteaux, et donc les semelles dans une direction donnée, sont positionnés à proximité les uns des autres, de sorte que la somme des contraintes exercées par les deux semelles au niveau du point de contact dépasse la capacité de charge du sol. La charge normale supportée par la semelle filante correspond à la somme des charges normales de tous les poteaux alignés sur la même ligne.



**Figure VI.2 : Schéma de la semelle filante.**

On doit vérifier que :  $\sigma_{sol} \geq N_{ser} / S$

Tel que :

$N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$ .

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$B > \frac{N_{ser}}{L \times \sigma_{sol}}$$

$$\sum N = 3235,9 + 2380,7 + 1636,03 + 929,7 + 2455,11 + 3226,6 + 2333,05$$

$$N = 16179,13 \text{ KN}$$

$$L > 2 \times b$$

$$B > \frac{16179,13}{29,65 \times 170} = 3.2 \text{ m}$$

$$L = 5.92 < 2(3.71) = 6.4 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ Non vérifiée}$$

Donc : on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment

**VI.3.3. Radier général :**

Un radier est une dalle continue qui recouvre toute la surface de la construction. Cette dalle peut être soit massive, avec une épaisseur importante, soit nervurée, ce qui la rend plus fine mais renforcée par des nervures croisées de hauteur significative. Dans notre situation, nous choisirons un radier nervuré inversé, une option à la fois économique et pratique. La charge normale supportée par le radier correspond à la somme des charges normales exercées par l'ensemble des poteaux.

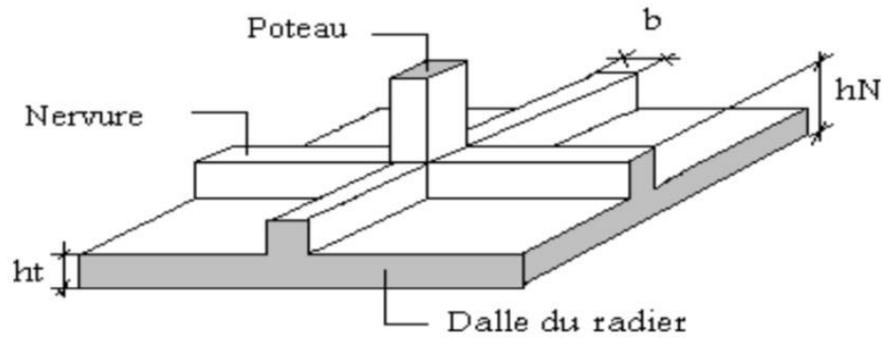


Figure VI.3 : Schéma de la semelle isolé.

**VI.3.3.1. La surface de radier :**

$$N_{ser} = 110700.63 \text{ kn}$$

$$\frac{N_{Ser}}{S_{necessaire}} < \sigma_{sol}$$

Avec :

N : est tirés à partir du logiciel ETABS.

surface du bâtiment = 1114,34 m<sup>2</sup>

$$S_{necessaire} > \frac{N_{Ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{110700.63}{170} = 651.18 \text{ m}^2$$

$$S \geq 651.18 \text{ m}^2$$

$$S \text{ nécessaire} = 651.18 \text{ m}^2 < S \text{ bâtiment} = 1114,34 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

Vu que la surface de notre structure est supérieure, donc n'est pas obliger d'augmenter la surface.

**VI.3.3.2. Pré dimensionnement de radier :****1. Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{25} < hl < \frac{L_{max}}{20}$$

$L_{max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 7,18\text{m}$$

$$\frac{718}{25} < hl < \frac{718}{20}$$

$$28,72 < hl < 35,9$$

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

• **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = T_u / b \times d < \overline{\tau_u} = \min(0.1 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MP}$$

avec :

$$T_u = q l / 2 \text{ et } q = N_u \cdot l / S_{rad}$$

$$N_u = 151979,0142 \text{ kN}$$

$$L = 7.18 \text{ m ; } b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{pl}{2bd} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b(0.9h)} < \tau$$

$$h2 > \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b \times (0.9\tau)}$$

$$h2 > \frac{151979.0142 \times 10^3 \times 7180}{2 \times 1114.34 \times 10^6 \times 1000 \times (0.9 \times 3)}$$

$$h2 > 18.13\text{cm}$$

Donc :  $h = 20 \text{ cm}$

**Conclusion :**

$$H \geq \text{Max}(h1 ; h2) = 30 \text{ cm}$$

Pour des raisons constructives on adopte  $h = 30\text{cm}$

**2. Nervures :**

**a. Condition de coffrage :**

$$B > L_{max} / 10$$

$$B \geq 71.8 \text{ cm.}$$

On opte  $B = 80 \text{ cm}$

**b. La hauteur de nervure :****- Condition de la flèche:**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$L_{max}/15 < h_N < L_{max}/10$$

On a :

$$L_{max} = 718 \rightarrow 47.86 \text{ cm} \leq h_N \leq 71.8 \text{ cm}$$

On prend :  $h_{N1} = 60 \text{ cm}$

**- Condition de la raideur :**

Pour évaluer la rigidité de la dalle du radier, nous employons le concept de largeur, défini par l'expression suivante :

$$L_{max} < (\pi/2) L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{BK}}$$

K : coefficient de raideur du sol  $4 \text{ Kg/cm}^3$  (cas d'un sol moyen) :

- $K=0,5 [\text{kg/ cm}^3]$  .....Pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/ cm}^3]$  .....Pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 [\text{kg/ cm}^3]$  .....Pour un très bon sol.

B: Largeur de poteau :  $B=0.6\text{m}$  .

I: Inertie de la section transversale du radier :  $(I = bh^3/12)$  .

L : distance maximale entre deux poteaux :  $7.18 \text{ m}$

Donc :

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3k}{E} \left(\frac{2l}{\pi}\right)^4}$$

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0.04 \times (2 \times 7180)^4}{20000 \times \pi^4}} = 1378.446 \text{ mm}$$

On prend :

$$h_{N2} = 150 \text{ cm.}$$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2} )$$

On prend :  $h=150 \text{ cm}$

**Conclusion :**

- Epaisseur de la dalle du radier :  $h_R=30 \text{ cm.}$
- Les dimensions de la nervure :  $h_N=150 \text{ cm}$  et  $b=80 \text{ cm}$

#### **VI.4.1. Caractéristiques géométriques du radier :**

##### **a. Position du centre de gravité :**

$$X_G = 14.18 \text{ m}$$

$$Y_G = 24.18 \text{ m}$$

##### **b. Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 778435.0093 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 282570.0923 \text{ m}^4$$

#### **VI.4.2. Vérifications Nécessaires :**

##### **VI.4.2.1. Vérification de la Stabilité du Radier :**

Assurer la stabilité contre le basculement de cette structure sous les forces horizontales est d'une importance capitale.

Le rapport  $MS/MR$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5 (  $MR > 1.5$  )

$$\text{Avec : } M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement de terres.

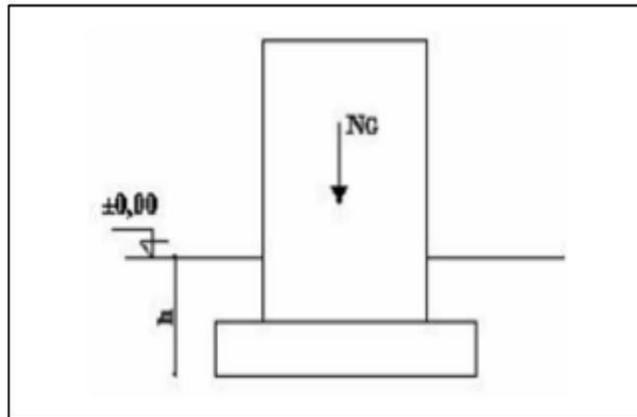
MR: Moment de renversement dû aux forces sismiques, Avec :  $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

$M_0$  :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 = 4.00 m



**Figure VI.4 : Schéma statique du bâtiment.**

**- Sens x-x :**

$$N = N1 \text{ (structure)} + N2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N1 = 93812.8896 \text{ kN}$$

$$N2 = \rho b.S.h = 25 \times 1114,34 \times 0.3 = 8357.55 \text{ kN}$$

$$N = 93812.8896 + 8357.55 = 102170.44 \text{ kN}$$

$$Ms = N \times XG = 1448776.83 \text{ kN.m}$$

$$MR = 69011.95 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Ms}{MR} = \frac{1448776.83}{69011.95} = 20.99 > 1.5 \dots \dots \dots \text{verifier}$$

**- Sens-y-y :**

$$Ms = N \times YG = 2470481.239 \text{ kN.m}$$

Donc:

$$MR = 97304.41 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{2470481.239}{97304.41} = 25.389 > 1.5 \dots \dots \dots \text{verifier}$$

**Conclusion :**

La comparaison entre les forces verticales dues à la gravité et les forces sismiques montre que la moitié centrale de la base de la structure supporte moins de la moitié de ces forces combinées. Ainsi, notre bâtiment est stable dans les deux directions.

**VI.4.2.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier :**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire :

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars.}$$

**a) Sollicitation du premier genre :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{\text{ser}} = N_{\text{ser}}/S_{\text{rad}} < \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{110700.6318}{1114.34} = 99.34 \text{MPa}$$

$\sigma_{\text{ser}} = 99.34 \text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 170 \text{MPa} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

**b) Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_2$ )

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que:

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{\text{sol}}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma(L/4) = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4$  Reste toujours inférieur à  $1,33\sigma_{\text{sol}}$ .

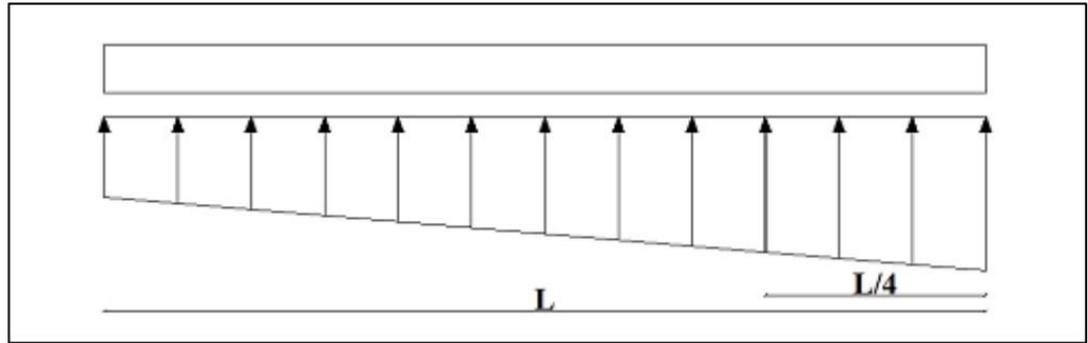


Figure VI.5 : contrainte sous le radier.

❖ ELU

$N_u = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times (\text{poids propre de radier nervuré} + \text{poids de nervure}).$

$N_u = 151979.01 + 11282.7 \text{Kn}$

$N_u = 163261.7 \text{Kn}$

$M_x = 69011.95 \text{Kn.m}$

$M_y = 97304.41 \text{kN.m}$

$\sigma_{sol} = 170 \text{kN/m}^2$

$S_r = 1114.34 \text{ m}^2$

$V_{x\text{elu}} = 378.76 \text{Kn} ; V_{y\text{elu}} = 240.82 \text{Kn}$

$V_{x\text{els}} = 275.83 \text{Kn} ; V_{y\text{els}} = 175.06 \text{Kn}$

Tableau VI.1 : contrainte sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2 \text{)}$	$\sigma_m \text{ ( L/4 ) (kN/m}^2 \text{)}$
<b>Sens x-x</b>	112.93	180.088	129.71
<b>Sens y-y</b>	63.86	219.8	102.84
<b>Vérification</b>	$\sigma_1 \text{ max} < 1,5$ $\sigma_{sol} = 255$	$\sigma_2 \text{ min} > 0$	$\sigma_m \text{ (L/4)} < 1,33$ $\sigma_{sol} = 226.1$

• Conclusion :

Les contraintes sont conformes dans les deux orientations, ce qui exclut tout risque de soulèvement.

❖ ELS :

$N_{ser} = 110700.63 \text{Kn}$

$$\sigma_{sol} = 170 \text{ kN/m}$$

**Tableau VI.2 : contrainte sous le radier à l'ELU.**

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ ( L/4 ) (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Sens x-x</b>	74.88	123.79	87.1
<b>Sens y-y</b>	159.62	93.06	109.7
<b>Vérification</b>	$\sigma_1 \text{ max} < 1,5$ $\sigma_{sol}=255$	$\sigma_2 \text{ min} > 0$	$\sigma_m (L/4) < 1,33$ $\sigma_{sol}=226.1$

**c) Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU} : \sigma_u = \sigma(L/4) = 129.71 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_{ser} = \sigma(L/4) = 109.7 \text{ kN/m}^2$$

**VI.4.3. Ferrailage du radier :**

Le radier opère comme un plancher inversé, où les appuis sont formés par les poteaux et les poutres, subissant une pression uniforme due au poids propre de la structure et aux charges supplémentaires.

La fissuration est t considérée préjudiciable.

**VI.4.3.1. Ferrailage de la dalle du radier :**

**Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_u \cdot 1\text{m} = 129.71 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1\text{m} = 109.7 \text{ kN/m}$$

**Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

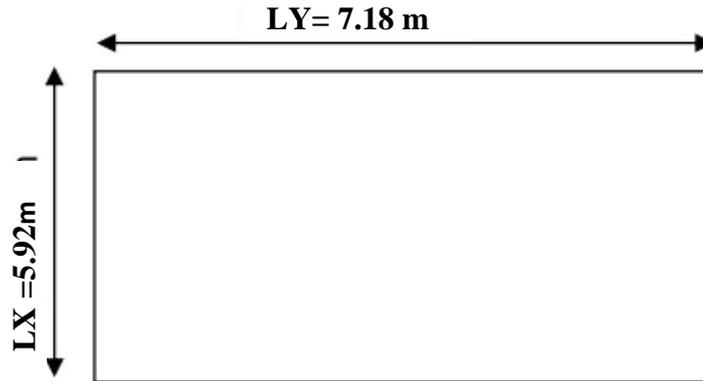


Figure VI.7 : panneau de la dalle du radier .

$\rho = Lx / Ly = 5.92 / 7.18 = 0.82 > 0.4 \rightarrow$  La dalle travaille suivant les deux sens.

❖ **Calcul des moments :**

- Dans le sens de la petite portée :  $Mx = \mu_x \times qu \times lx^2$

- Dans le sens de la grande portée :  $My = \mu_y \times Mx$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de :  $\rho = Lx/Ly$  et de  $\nu$ .

$\nu$ : Coefficient de poisson :

- 0 à l'ELU
- 0.2 à l'ELS

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

**"BAEL91 modifié 99 "**

$\rho = 0,82 \rightarrow \mu_x = 0,0539$

$\mu_y = 0,6313$

$Mx = \mu_x \times qu \times lx^2$

$My = \mu_y \times Mx$

$Mx = 245.02 \text{ kN.m}$

$My = 154.68 \text{ kN.m}$

**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 208.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 131.48 \text{ kN.m}$$

**- Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 104.13 \text{ kN.m}$$

**- Ferrailage de la dalle :**

$$B = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3 : ferrailage des panneaux du radier.**

	Sens	Mu (Kn.m)	$\mu$	As' (cm <sup>2</sup> )	As cal (cm <sup>2</sup> )	Choix	As adopté (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	208.26	0.168	0	19.54	10T20	31.42	10
	y-y	131.48	0.106	0	11.87	10T16	20.11	10
<b>Appuis</b>	x-x	104.13	0.084	0	9.28	10T14	15.39	10
	y-y							

**- Espacement :**

$$E_{sp} \leq \text{Min}(3h, 33\text{cm}) \rightarrow St \leq \text{Min}(90, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

**- Travée :**

$$\text{Sens x-x : } St = 10 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

On opte  $St = 10 \text{ cm}$

$$\text{Sens y-y : } St = 10 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

On prend  $St = 10 \text{ cm}$

**- Appui :**

$$\text{Sens x-x :}$$

$$St = 10 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

On prend  $\rightarrow St = 10\text{cm}$

**Sens y-y :**

$$St = 10 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

On prend  $\rightarrow St = 10 \text{ cm}$

❖ **Vérifications nécessaires :**

**- Condition de non fragilité :**

$$AS_{min} = (0,23 b \times d f_t 28) / f_e = 2.98 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

**- Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\rho = 0,82 \rightarrow \mu_x = 0,0539$$

$$\mu_y = 0,6313$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \rightarrow M_x = 207.22 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 130.82 \text{ kN.m}$$

**1. Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 176.13 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 111.19 \text{ kN.m}$$

**2. Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 88.065 \text{ kN.m}$$

**Tableau VI.4 : vérification des contraintes.**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bcadm</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>sadm</sub> (Mpa)	Vérifié
<b>Travée</b>	x-x	176.13	31.42	12.8	18	243.4	250	10
	y-y	111.19	20.11	9.3	18	234	250	10
<b>Appuis</b>	x-x	88.065	15.39	8.2	18	240.7	250	10
	y-y							

**Remarque :**

La séparation entre les deux nappes est maintenue par des armatures de diamètre généralement T12, communément appelées chaises. Ainsi, nous prévoyons l'installation de 2 chaises de HA12.

**- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

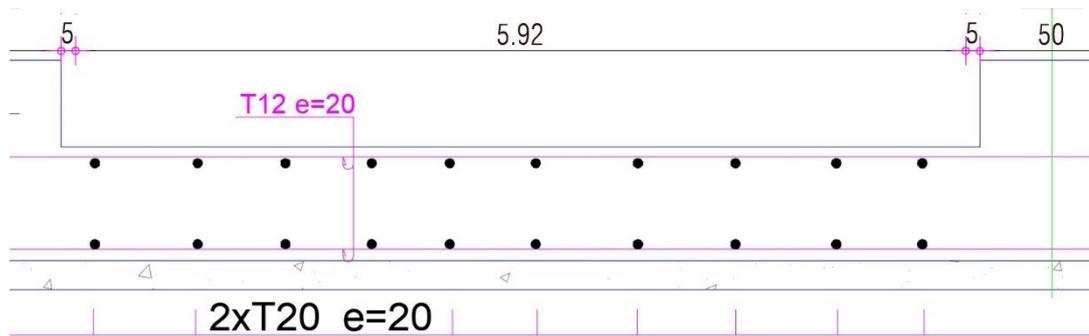
On doit vérifier que :

$$\tau_u < \tau_u = \min ( 0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa} ) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = T_u/b \times d$$

$$T_u = ql^2/2 = (129.71 \times 5.92^2)/2 = 767.8832 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = (767.8832 \times 10^3)/(1000 \times 270) = 2.84 < \tau_u \text{ adm} = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ V\'erifie}$$



**Figure VI.9 : schéma de ferrailage du radier.**

**VI.4.3.2. Ferrailage des nervures :**

**a) Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** »

[1]

On a :  $M_0 = ql^2/8$

- En travée :  $M_t = 0,85M_0$

- Sur appuis :  $M_a = 0,50M_0$

**b) Calcul des armatures :**

$B = 80 \text{ cm} ; h = 150 \text{ cm} ; d = 135 \text{ cm} \quad A_{s \text{ min}} = 11.92 \text{ cm}^2$

- **Sens x-x** :  $L = 5.92 \text{ m} ; q = 129.71 \text{ kN/ml}$

**Tableau VI.5 : ferrailage de la nervure sens x-x**

	Mu (Kn.m)	μ	As' (cm <sup>2</sup> )	As cal (cm <sup>2</sup> )	Choix	As adopté (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	482.99	0.019	0	8.31	8T16	16.08
<b>Appuis</b>	284.116	0.011	0	4.87	8T14	12.35

• Sens y-y : L= 7.18 m ; q = 129.71 kN/ml

**Tableau VI.6 : ferrailage de la nervure sens y-y**

	Mu (Kn.m)	μ	As' (cm <sup>2</sup> )	As cal (cm <sup>2</sup> )	Choix	As adopté (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	710.5	0.028	0	12.28	10T16	20.11
<b>Appuis</b>	417.92	0.0168	0	7.18	8T14	12.32

c) **Vérifications nécessaires :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin} = (0,23 b \times d f_{t28}) / f_e = 2.98 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

**2. Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Tableau VI.7 : vérification des contraintes à L'ELS.**

sens	position	Mser (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	σbc (MPa)	σbcadm (MPa)	σs (MPa)	σsadm (MPa)	Vérifié
<b>x-x</b>	<b>travée</b>	408.48	16.08	3.1	18	200	250	<b>oui</b>
	<b>Appuis</b>	240.28	9.05	2.1	18	153.1	250	<b>oui</b>
<b>y-y</b>	<b>travée</b>	600.87	20.11	4.2	18	238	250	<b>oui</b>
	<b>Appuis</b>	353.45	12.32	3.1	18	225.2	250	<b>oui</b>

**3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \tau_u \text{ adm} = \min (0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = (767.8832 \times 10^3) / (800 \times 1350) = 0.71 < \tau_u \text{ adm} = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifie}$$

**4. Armatures transversales :**

**BAEL 91 modifié 99:**

$$\frac{A_t}{b_0 \times St} > \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad (K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$St < \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$At/(b0 \times St) > \max (\tau_u/2 ; 0.4 \text{ MPa}) = 0.4 \text{ MPa}$$

**RPA99 version 2003 :**

$$At \geq 0.003b0$$

$$St < \min ( h / 2 ; 12\phi_1 ) = 19.2 \dots \dots \dots \text{zone nodale}$$

$$St < h / 2 = 75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone courante}$$

Avec :

$$\phi_1 \leq \min ( h/35 ; \phi_1 ; b/10 )$$

$$\phi_t = 1.6 \text{ cm}$$

$$F_e = 500 \text{ MPa} ; \tau_u = 0.6 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; b = 80 \text{ cm} ; h = 150 \text{ cm}$$

On trouve :

$$St = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$St = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

**Tableau VI.8 : choix des armatures transversales.**

	Section	Zone	St	$\phi_t$ (cm)	At calculée (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	At (cm <sup>2</sup> )
<b>Nervure</b>	150×80	courante	30	16	7.2	6T14	9.24
		nodale	15		3.6	4T12	4.2

**5. Armatures de peau :**

Les armatures, connues sous le nom d'armatures de peau, sont réparties le long des parements des poutres de grande hauteur. Leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi, mesurée perpendiculairement à leur orientation.

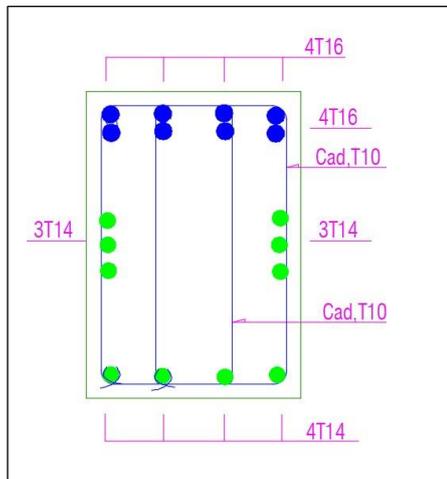
$$H = 150 \text{ cm}$$

$$A_p = 2 \times (3 \times 1.5) = 9 \text{ cm}^2$$

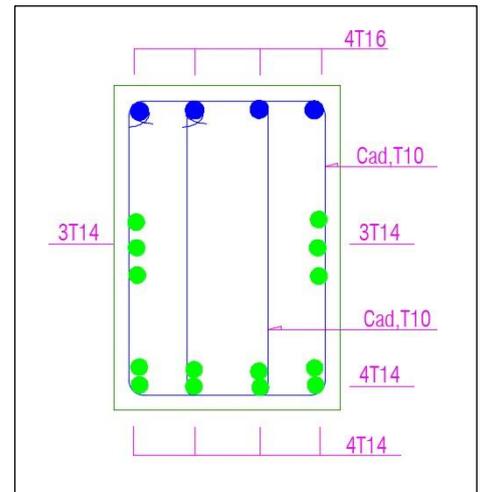
$$\text{On choisit } A_p = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

**VI.4.3.3. Schéma de ferrailage de nervure :**

- sensx-x de nervure :

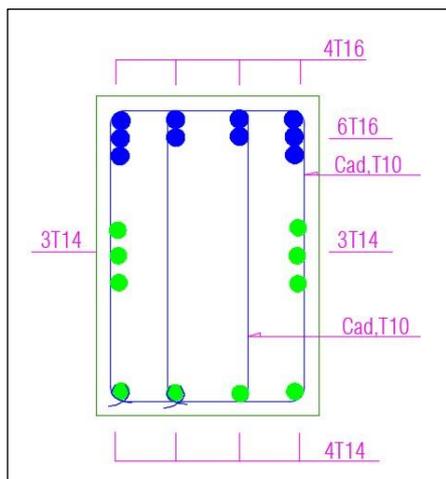


Travée

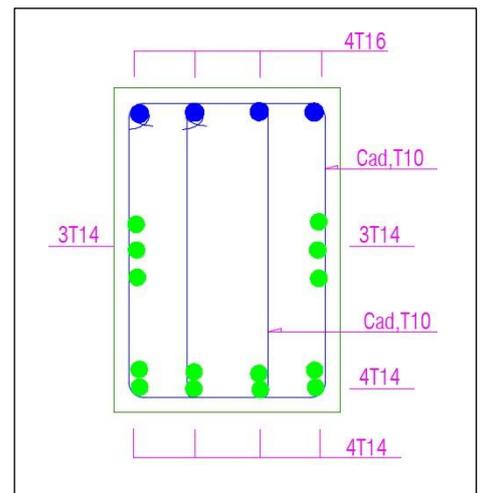


Appuis

- sensy-y de nervure :



Travée



Appuis

**VI.5. Voile périphérique :**

**VI.5.1. Introduction :**

Notre structure comprend un voile périphérique de soutènement qui s'étend du niveau des fondations jusqu'au niveau du plancher du rez-de-chaussée. Grâce à sa grande rigidité, il forme à la base un caisson rigide et indéformable en conjonction avec les planchers du rez-de-chaussée et les fondations.

**VI.5.2. Pré dimensionnement :**

Pour le prédimensionnement du voile périphérique, nous nous référons aux prescriptions du RPA99 version 2003, spécifiquement à l'article 10.1.2, qui stipule les exigences suivantes :

- ❖ Les structures en dessous du niveau de base doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.
- ❖ Ce voile doit respecter les caractéristiques minimales suivantes :
  - Une épaisseur  $e \geq 15$  cm.
  - Des armatures constituées de deux nappes.
  - Un pourcentage minimum d'armatures de  $0,1\%B$  dans les deux directions (horizontale et verticale).
  - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire de manière significative sa rigidité.
  - La longueur de recouvrement doit être de  $50\varnothing$ , avec des équerres de renforcement disposées dans les angles.

Où B représente la section du voile.

**VI.4.3. Evaluation des charges :**

Le voile est considéré comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, supportant les charges horizontales dues aux poussées des terres. Nous prenons en compte le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges uniformément réparties sur une bande de 1 mètre sont appliquées à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x = 5.92 \text{ m} ; L_y = 7.18 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm.}$$

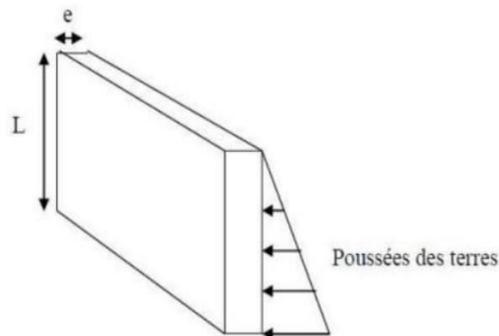


Figure VI.10 : poussées de terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times h \times \gamma$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$ : Poids spécifique des terres ( $\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$ ).

h: épaisseur du voile.

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 38^\circ ; A = f(\phi) = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.23 ; \text{ avec } \pi = 180^\circ$$

$$Q = A \times h \times \gamma = 13.57 \text{ kN/ml} \rightarrow Q_u = 1,35 \times Q = 18.33 \text{ kN/ml}$$

VI.4.4. Effort dans le voile périphérique :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,92}{7,18} = 0.82 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \times M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = L_x / L_y$  et de  $\nu$ .

$\nu$  : Coefficient de poisson :

- 0 a l'ELU
- 0.2 a l'ELS

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99"

$$\rho = 0,82 \rightarrow \mu_x = 0.0539 ; \mu_y = 0.6313$$

$$M_x = M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 34.62 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 21.85 \text{ kN.m}$$

• Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 29.43 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 18,57 \text{ kNm}$$

• Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 17.31 \text{ kNm}$$

**VI.4.5. Ferrailage du voile périphérique :**

$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.9 : ferrailage de voile périphérique.**

	sens	Mu (KN.m)	$\mu$	$A_s'$ ( $cm^2$ )	$A_s^{calculé}$ ( $cm^2$ )	choix	$A_s^{adopté}$ ( $cm^2$ )	Esp (cm)
Travée	x-x	29,43	0.053	0	3,86	4T14	6.16	25
	y-y	18,57	0.034	0	2.42	2T16	4.02	50
Appuis	x-x	17,31	0.031	0	2.25	2T16	4.02	50
	y-y							

**VI.4.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003 :**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_l > 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t > 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

**VI.4.7. Condition de non fragilité :**

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30 cm On a:

$$12 \text{ cm} < e < 30 \text{ cm}$$

$$h = e = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_x > A_{x \text{ min}} ; A_{x \text{ min}} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) \frac{bh}{2}$$

$$A_y > A_{y \text{ min}} ; A_{y \text{ min}} = \rho_0 bh$$

Avec :

$\rho_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0,0006$ )

$$A_{x \text{ min}} = 0,0006 \left(3 - \frac{5,92}{7,18}\right) \times \frac{100 \times 20}{2} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \text{ min}} = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

•**En travée :**

$$A_x = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{x \text{ min}} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2$$

•**Sur appuis :**

$$A_x = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{x \text{ min}} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2$$

**VI.4.8. Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \times d} < \tau_u = 0,05 f_c = 28 = 1,5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{quLxLy}{2Lx+Ly} = \frac{18,33 \times 5,92 \times 7,18}{2 \times 5,92 + 7,18} = 40,96 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{qu \times Ly}{3} = \frac{18,33 \times 7,18}{3} = 43,87 \text{ kN}$$

$$T_u \text{ max} = \max (T_x ; T_y) = 43,87 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 43,87 \times 10^3 / 1000 \times 180 = 0,24 < 1,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifier}$$

**VI.4.9. Vérification à L'ELS :****a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{ser} = Q_1 = 13.57 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 0,82 \rightarrow \mu_x = 0.0539$$

$$\mu_y = 0.6313$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l^2 \rightarrow M_x = 25.63 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 16.18 \text{ kN.m}$$

**• Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 21.79 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 13.75 \text{ kNm}$$

**• Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 12.8 \text{ kNm}$$

**b. Vérification des contraintes :**

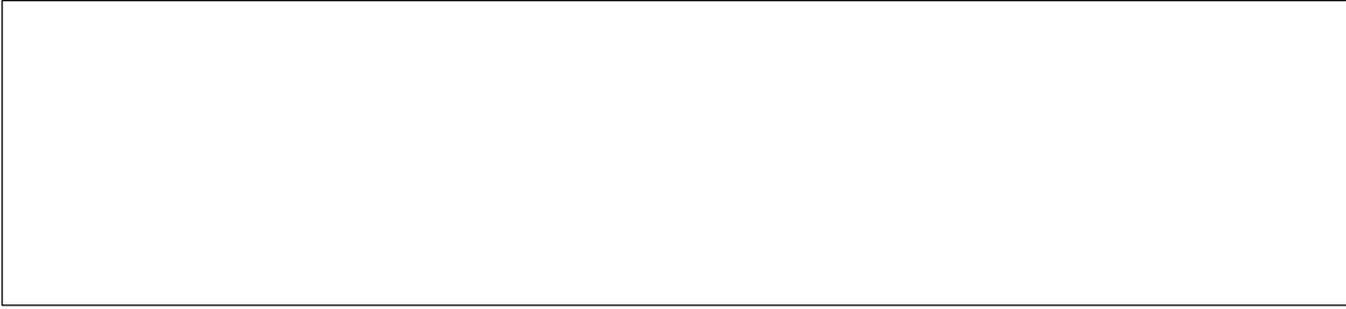
Il faut vérifier que  $\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

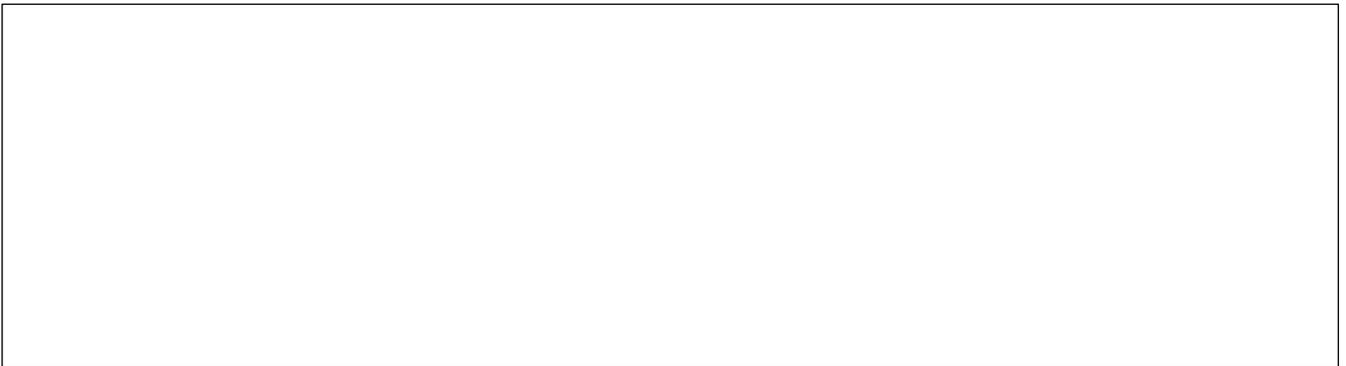
**Tableau VI.10 : vérification des contraintes ELS.**

	sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	choix	A <sub>s</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc adm</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>adm</sub> (MPa)	Vérifié
<b>Travée</b>	x-x	21.79	4T14	6.16	5.4	18	216.3	250	oui
	y-y	13.75	2T16	4.02	4.1	18	206.4	250	oui
<b>Appuis</b>	x-x	12.8	2T16	4.02	3.8	18	191.4	250	oui
	y-y								

- **Ferraillage du Voile Périphérique:**



**Figure VI.11 : Ferraillage du Voile Périphérique sens x-x.**



**Figure VI.12 : Ferraillage du Voile Périphérique sens y-y.**

## **CONCLUSION GENERALE :**

Le projet de fin d'études représente une étape cruciale dans la formation d'un ingénieur, permettant de mettre en valeur les connaissances acquises tout au long du parcours universitaire. en basant sur les documents techniques (RPA99 VERSION 2003, CBA93, BAEL 91) et même d'application de certains méthodes.

De ce fait, lors de cette étude , nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques comme l'analyse dynamique est effectuée à l'aide du logiciel ETABS18.1.1 le paramètre principale de l'étude va concerner la disposition des voiles dans les structures courantes qu'ils ont aidé pour la stabilité et la rigidité de la structure . Le 2ème logiciel SOCOTEC est un spécialiste du ferrailage des éléments structuraux dans la construction.

Le choix du type de fondation a été dicté par la nature du sol et les charges appliquées par la structure. Dans notre étude, nous avons opté pour un radier.

## **Les référence Bibliographie**

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- BAEL 91 modifié 99et DTU associés. Jean, Pierre Mougin
- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigées. Jean Perchat, Jean Roux
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes