

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de L'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*



*Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel*  
*Faculté des Sciences et Technologie*  
*Département Génie Civil et Hydraulique*



*Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme*  
*de Master Académique*  
*Option : Structure*

*Thème*

*Etude d'une Tour R+14 étages avec 3 Sous-Sols contreventé par voiles (Coffrage Tunnel)*

*Présenté par :*

- ❖ Rouabeh Souraya*
- ❖ Boukhelout Fatima*

*Encadré par : enseignant*

*Dr : Bouzerira Cherif*

*Promotion: Juin 2017*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



# Remerciement

*Tout d'abord nous remercions dieu, le tout-puissant qui nous a donné le courage, la patience et la volonté durant toute cette période d'étude.*

*Je tenais à remercier tout particulièrement Monsieur le professeur **Bouzirra Cherif** d'avoir accepté mon encadrement.*

*Et aussi nos remerciements s'adressent à tous les enseignants de département de génie civil.*

*Je lui exprimé mon haute gratitude de m'avoir donné des conseils et des directives nécessaires pour l'accomplissement de ce modeste travail.*

*Je remercié également tous les ami (es) ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Souraya et Fatima*





# Résumé



## Résume :

Ce projet consiste principalement à l'étude dynamique d'une structure (3SS+RDC+14étages) contreventée par voiles à usage d'habitation, commerce, service.

La structure est implantée à wilaya d'ANNABA, zone de moyenne sismicité (zone II), L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003.

Le pré dimensionnement et le calcul des éléments ont été fait conformément aux règles BAEL 91, CBA93.

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

**Mots Clés :** Bâtiment, Béton armé, RPA99/version2003, BAEL91 modified99, CBA93.

## Abstract :

This projet mainly the dynamic study of a structure (3 basement + floor + 14 stories) with shear walls for purpose living.

The structure is located in ANNABA which is characterized by a high seismic medium (zone II). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA 99 modified in 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

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


## ملخص:

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبنانية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة تتألف من ثلاثة طوابق تحت الأرض، طابق ارضي، وأربعة عشر طابق للخدمات السكنية والخدمات التجارية والواقعة في عنابة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم -II- من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير الجزائرية المقاومة للزلازل الجزائرية 99 المعدل في 2003.

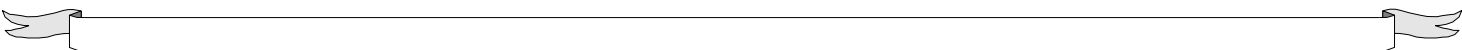
أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في

الجزائر.

**الكلمات المفتاحية:** عمارة، الخرسانة المسلحة، RPA99/version2003,BAEL91,CBA93



# *Sommaire*



## **SOMMAIRE**

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

### ***Chapitre I : Présentation général du projet***

I.1.Introduction.....	3
I.2. présentation générale du projet.....	3
I.3. Caractéristique des matériaux.....	4

### ***Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux, et évaluation des charges descente des charges.***

II.1. Introduction .....	11
II.2. Pré dimensionnement des plancher.....	11
II.3. Pré dimensionnement des voiles.....	12
II.4. Pré dimensionnement des escaliers.....	13
II.5. Pré dimensionnement des poutres (RDC+1ère étage +les 03 S-sols).....	14
II.6. Pré dimensionnement des poteaux (RDC+1ère étage +les 03 S-sols).....	17
II.7. évaluation des charges et surcharges.....	19
II.8. descente des charges.....	21

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

III.1. Introduction .....	38
III.2. Acrotère.....	38
III.3.Planchers à dalle pleine .....	46
III.4.Escalier.....	70

### ***Chapitre IV : Etude de vent***

IV.1 Introduction.....	80
IV.2 L'application de RNV 99 exige les étapes suivantes.....	80
IV.3 Conclusion.....	93

### ***Chapitre V : Etude dynamique***

V.1. Introduction.....	94
V.2.L'objectif de l'étude dynamique.....	94
V.3. Choix de la méthode de calcul.....	94

V.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version.....	97
V.5. La modélisation de la structure.....	100
V.6.L'analyse dynamique de la structure par ETABS.....	102
V.7.Modélisation par brochette.....	109

### ***Chapitre VI : Ferrailage des éléments de contreventement***

VI.1. Introduction.....	118
VI.2. Les voiles.....	118
VI.3.Ferrailage des voiles.....	122
VI.4. Ferrailage des poteaux et des poutres.....	134

### ***Chapitre VII : Etude de l'infrastructure***

VII.1.Introduction .....	135
VII.2. Choix du type des fondations.....	135
VII.3.Vérification du radier .....	138
VII.4. Calcul de la surface du radier.....	139
VII.5. Caractéristiques géométriques du radier.....	139
VII.6.Vérification de la stabilité du radier .....	140
VII.7. Ferrailage du radier .....	141
VII.8. Etude du voile périphérique.....	152

### ***Chapitre VIII : Les influences des distances entre les voiles sur les planchers***

VIII.1.Introduction .....	155
VIII.2. Etude de plancher .....	155
VIII.3. Etude des choix.....	156
VIII.4. Conclusion.....	159





# *Listes Des Figures*



## Liste des figures

### **Chapitre I :**

<b>Fig.I.1.</b> Diagramme Déformation-Contrainte du béton.....	7
<b>Fig.I.2.</b> Diagramme Déformation – Contrainte de l’acier.....	10

### **Chapitre II :**

<b>Fig.II.1.</b> Coupes de voiles en élévation.....	13
<b>Fig.II.2.</b> Dimensions d’un escalier.....	13
<b>Fig.II.3.</b> Section des poutres.....	14
<b>Fig.II.4.</b> Dimension des poutres longitudinale et transversale des trois sous-sols.....	16
<b>Fig.II.5.</b> Dimension des poutres longitudinale et transversale (RDC+étage01).....	17
<b>Fig.II.6.</b> Vue en plan (poteaux des trois sous-sols).....	21
<b>Fig.II.7.</b> Dimension de la section revenant au poteau (H-2).....	22
<b>Fig.II.8.</b> Vue en plan (poteaux RDC+1 <sup>ère</sup> étage).....	24
<b>Fig. II.9.</b> Dimension de la section revenant au poteau (H-10) pour RDC+1 <sup>ère</sup> étage.....	25
<b>Fig. II.10.</b> Numérotation des voiles.....	27

### **Chapitre III :**

<b>Fig. III.1.</b> Schéma descriptif de l’acrotère.....	39
<b>Fig. III.2.</b> Coupe transversale.....	39
<b>Fig. III.3.</b> Schéma statique.....	39
<b>Fig.III.4.</b> schéma de l’acrotère.....	39
<b>Fig.III.5.</b> Schéma de ferrailage.....	46
<b>Fig.III.5.1.</b> ferrailage de l'acrotère.....	46
<b>Fig.III.5.2.</b> Coupe A-A.....	46
<b>Fig.III.5.3.</b> coupe B-B.....	46
<b>Fig.III.6.</b> Dalle pleine.....	47
<b>Fig.III.7.</b> Ferrailage de plancher terrasse.....	53
<b>Fig.III.8.</b> Ferrailage de plancher étage +RDC.....	59
<b>Fig.III.9.</b> Ferrailage de plancher de sous-sol 1 et 2.....	64
<b>Fig.III.10.</b> Ferrailage de plancher de Sous-Sol 3.....	69
<b>Fig.III.11.</b> Schéma d’un escalier.....	70
<b>Fig.III.12.</b> Schéma statique de l'escalier.....	71
<b>Fig.III.13.</b> Ferrailage poutre noyée.....	79

<b>Fig.III.14.</b> Ferrailage de l'escalier.....	79
--	----

### **Chapitre IV:**

<b>Fig. IV.1.</b> Action de vent.....	80
<b>Fig. IV.2.</b> Répartition de la pression dynamique.....	82
<b>Fig.IV.3.</b> légende pour les parois verticales.....	84
<b>Fig.IV.4 .</b> La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (x-x).....	85
<b>Fig.IV.5.</b> La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (y-y).....	86
<b>Fig.IV.6.</b> Les toitures plates.....	86
<b>Fig. IV.7.</b> La distribution de $C_{pe}$ sur la toiture sens x-x.....	87
<b>Fig.IV.8.</b> La distribution de $C_{pe}$ sur la toiture sens y-y.....	88
<b>Fig.IV.9.</b> Force résultante R.....	92

### **Chapitre V:**

<b>Fig.V.1.</b> Vue en 3D de la structure.....	100
<b>Fig.V.2.</b> Spectre de réponse.....	102
<b>Fig.V.3.</b> la disposition du voile proposé.....	103
<b>Fig.V.4.</b> Mode 1 : rotation selon Z.....	104
<b>Fig.V.5.</b> Mode 2 : translation selon X.....	104
<b>Fig.V.6.</b> Mode 3 : translation selon Y.....	105
<b>Fig.V.7.</b> Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.....	111
<b>Fig.V.8.</b> Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	113
<b>Fig.V.9.</b> Déplacement horizontal dans les deux sens.....	117

### **Chapitre VI:**

<b>Fig.VI.1.</b> Section partiellement comprimée.....	120
<b>Fig.VI.2.</b> Vue en plan des voiles existants.....	121
<b>Fig.VI.3.</b> Vue en 3D des voiles existants.....	122
<b>Fig.VI.4.</b> Ferrailage des voiles existants.....	133
<b>Fig.VI.5.</b> Schéma de ferrailage des poteaux.....	134
<b>Fig.VI.5.</b> Schéma de ferrailage des poutres.....	134

### **Chapitre VII :**

<b>Fig.VII.1.</b> Schéma Statique du radier.....	137
<b>Fig.VII.2.</b> La surface totale du radier.....	138
<b>Fig.VII.3.</b> Schéma du radier.....	139

<b>Fig.VII.4.</b> Ferraillage du radier.....	145
<b>Fig.VII.5.</b> Présentation schématique du débord.....	145
<b>Fig.VII.6.</b> Schéma de ferraillage du débord de radier.....	147
<b>Fig.VII.7.</b> Diagramme des moments fléchissant sens YY à ELU.....	147
<b>Fig.VII.8.</b> Diagramme des moments fléchissant sens XX à ELS.....	147
<b>Fig.VII.9.</b> Diagramme des moments fléchissant sens YY à ELU.....	148
<b>Fig.VII.10.</b> Diagramme des moments fléchissant sens XX à ELS.....	148
<b>Fig.VII.11.</b> Ferraillage de nervure sens YY.....	151
<b>Fig.VII.12.</b> Ferraillage de nervure sens XX.....	151
<b>Fig.VII.13.</b> Poussée de terre sur voile périphérique.....	152
<b>Fig.VII.14.</b> Schéma de ferraillage du voile périphérique.....	154

### ***Chapitre VIII :***

<b>Fig.VIII.1.</b> Distances entre les voiles.....	156
<b>Fig.VIII.2.</b> Les moments en fonction des distances .....	157
<b>Fig.VIII.3.</b> Les déplacements en fonction des distances .....	158

## Liste des tableaux

### *Chapitre I :*

<b>Tab. I.1.</b> La limite d'élasticité de l'acier.....	8
---	---

### *Chapitre II :*

<b>Tab. II.1.</b> Charge permanente due au plancher terrasse (dalles pleines).....	19
<b>Tab. II.2.</b> Charge permanente due au plancher étage (dalles pleines).....	19
<b>Tab. II.3.</b> Charge permanente due au plancher (1 <sup>ère</sup> étage+ RDC+ trois sous-sols) à dalle pleines.....	19
<b>Tab.II.4.</b> Charge permanente due aux murs extérieurs.....	20
<b>Tab.II.5.</b> Charge permanente due aux cloisons.....	20
<b>Tab.II.6.</b> Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.....	20
<b>Tab.II.7.</b> Charge permanente due aux paliers.....	20
<b>Tab.II.8.</b> Charge permanente due aux paillasses.....	21
<b>Tab. II.9.</b> Descente des charges pour poteau(H-2)pour les trois s-sols.....	23
<b>TabII.10.</b> Descente des charges pour poteau(H-10) pour RDC+1 <sup>ère</sup> étage.....	25
<b>Tab. II.11.</b> Descente des charges pour le voile N° 05.....	31
<b>Tab.II.12.</b> Descente des charges pour le voile N°16.....	36

### *Chapitre III :*

<b>Tab.III.1.</b> les sollicitations dues à l'acrotère.....	41
<b>Tab .III .2.</b> Sollicitations de panneau de dalle à L'ELU.....	49
<b>Tab. III .3.</b> Ferraillage de panneau de dalle à L'ELU.....	49
<b>Tab. III .4.</b> Sollicitations de panneau de dalle à L'ELS.....	50
<b>Tab. III .5.</b> Ferraillage de panneau de dalle à L'ELS.....	51
<b>Tab. III .6.</b> Sollicitations de panneau de dalle à L'ELU.....	55
<b>Tab.III.7.</b> Ferraillage de panneau de dalle à L'ELU.....	55
<b>Tab.III.8.</b> Sollicitations de panneau de dalle à L'ELS.....	56
<b>Tab.III.9.</b> Ferraillage de panneau de dalle à L'ELS.....	57
<b>Tab.III.10.</b> Sollicitations de panneau de dalle à L'ELU.....	61
<b>Tab.III.11.</b> Ferraillage de panneau de dalle à L'ELU.....	61
<b>Tab.III.12.</b> Sollicitations de panneau de dalle à L'ELS.....	62
<b>Tab.III.13.</b> Ferraillage de panneau de dalle à L'ELS.....	62
<b>Tab.III.14.</b> Sollicitations de panneau de dalle à L'ELU.....	66

<b>Tab.III.15.</b> Ferraillage de panneau de dalle à L'ELU.....	66
<b>Tab.III.16.</b> Sollicitations de panneau de dalle à L'ELS.....	67
<b>Tab.III.17.</b> Ferraillage de panneau de dalle à L'ELS.....	67
<b>Tab.III.18.</b> Résultats du calcul du ferraillage de l'escalier.....	72
<b>Tab.III.19.</b> Différents coefficients pour le calcul de la flèche.....	75
<b>Tab.III.20.</b> Ferraillage de la poutre noyée.....	77
<b>Tab.III.21.</b> Vérification de ferraillage de la poutre noyée.....	78

#### **Chapitre IV:**

<b>Tab .IV.1.</b> définition des catégories de terrain.....	83
<b>Tab.IV.2.</b> Valeur de $C_r$ et $C_e$ et $q_{dyn}$ selon la hauteur $Z$ .....	83
<b>Tab.IV.3.</b> Coefficients de pression extérieure des parois verticales(x-x).....	84
<b>Tab.IV.4.</b> Coefficients de pression extérieure des parois verticales sens (y-y).....	85
<b>Tab.IV.5.</b> Les coefficients de pression externe de la toiture.....	87
<b>Tab.IV.6.</b> Coefficient de pression de vent pour $C_{pi}= 0.8$ .....	88
<b>Tab.IV.7.</b> Coefficient de pression de vent pour $C_{pi}=-0.5$ .....	89
<b>Tab.IV.8.</b> Coefficient de pression de vent pour $C_{pi}= 0.8$ .....	89
<b>Tab.IV.9.</b> Coefficient de pression de vent pour $C_{pi}=-0.5$ .....	89
<b>Tab.IV.10.</b> Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ suivant sens (x-x).....	90
<b>Tab.IV.11.</b> Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$ suivant sens (y-y).....	90
<b>Tab.IV.12.</b> Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=-0.5$ suivant sens (x-x).....	90
<b>Tab.IV.13.</b> Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=-0.5$ suivant sens (y-y).....	91
<b>Tab. IV.14.</b> Force résultante.....	93

#### **Chapitre V:**

<b>Tab.V.1.</b> Coefficient d'accélération de zone A.....	97
<b>Tab.V.2.</b> Classification de la structure selon le système de contreventement.....	98
<b>Tab.V.3.</b> Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.....	98
<b>Tab.V.4.</b> Pénalité $P_q$ en fonction des critères de qualités.....	99
<b>Tab.V.5.</b> Périodes et participation massique.....	103
<b>Tab V.6.</b> Période fondamental de la structure.....	105
<b>Tab. V.7.</b> Poids de chaque niveau.....	106
<b>Tab.V.8.</b> Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle)....	108
<b>Tab.V.9.</b> La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.....	110
<b>Tab.V.10.</b> La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.....	111

<b>Tab.V.11.</b> La distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	112
<b>Tab. V.12.</b> La stabilité au renversement.....	113
<b>Tab.V.13.</b> Vérification des déplacements inter- étages sens X-X et Y-Y.....	114
<b>Tab.V.14.</b> Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens X-X.....	115
<b>Tab.V.15.</b> Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y-Y.....	116

### **Chapitre VI:**

<b>Tabl.VI.1.</b> Ferrailage vertical des voiles dans le sens Y-Y.....	126
<b>Tabl.VI.2.</b> Ferrailage vertical des voiles dans le sens X-X.....	126
<b>Tab.VI.3.</b> Vérification de la contrainte de cisaillement suivant Y-Y.....	127
<b>Tab.VI.4.</b> Vérification de la contrainte de cisaillement suivant X-X.....	127
<b>Tab.VI.5.</b> Résultats de ferrailage horizontal suivant Y-Y.....	129
<b>Tab.VI.6.</b> Résultats de ferrailage horizontal suivant X-X.....	129

### **Chapitre VII :**

<b>Tab.VII.1.</b> Les surfaces des semelles filantes.....	136
<b>Tab.VII.2.</b> Stabilité du radier.....	140
<b>Tab.VII.3.</b> Calcul des contraintes.....	141
<b>Tab.VII.4.</b> vérification sous G+Q+E.....	141
<b>Tab.VII.5.</b> moment à l'ELU.....	142
<b>Tab.VII.6.</b> moment à l'ELS.....	142
<b>Tab.VII.7.</b> Ferrailage à l'ELU.....	143
<b>Tab.VII.8.</b> vérification des contraintes à l'ELS.....	144
<b>Tab.VII.9.</b> Calcul de ferrailage à l'ELS.....	144
<b>Tab.VII.10.</b> Vérification de débord de radier à l'ELS.....	146
<b>Tab.VII.11.</b> Ferrailage de nervure à l'ELU.....	149
<b>Tab.VII.12.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	149
<b>Tab.VII.13.</b> Ferrailage de nervure à l'ELS.....	149
<b>Tab.VII.14.</b> les sections des armatures verticales à l'ELU.....	154
<b>Tab.VII.15.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	154

### **Chapitre VIII :**

<b>Tab. VIII.1.</b> moment de chaque choix .....	156
<b>Tab. VIII.2.</b> Déplacement de chaque choix.....	157



# *Notation*





## ***Notation :***

$A, A_s$  : aire d'une section d'acier.

$A_t$  : somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

$B$  : aire d'une section de béton

$D$  : diamètre, rigidité

$E$  : module d'élasticité longitudinal, séisme.

$E_b$  : module de déformation longitudinal béton.

$E_i$  : module de déformation instantanée

( $E_{vj}$  : pour a l'âge de j jours).

$E_s$  : module d'élasticité de l'acier.

$E_v$  : module de déformation différé  $E_{vj}$  : pour chargement applique à l'âge de j jours).

$F$  : force ou action générale.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : surcharge d'exploitation.

$I$  : moment d'inertie.

$L$  : longueur ou portée.

$M$  : moment de flexion le plus souvent.

$M_u$  : moment a l'état limite ultime.

$M_{ser}$  : moment de calcul a l'état limite de service.

$N$  : effort normal.

$Q$  : action ou charge variable.

$S$  : section

$T, V$  : effort tranchant.

$f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

$f_{tj}$  : résistance caractéristique à la traction du âgé de j jours

$f_{c28}$  et  $f_{t28}$  : grandeurs précédemment calculé à 28 jours.

$d$  : hauteur utile.

$h_p$  : épaisseur du plancher.

$h_t$  : la hauteur des poutrelles.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression

$L_x$  : longueur maximale entre axes

$A'$  : section d'armature comprimées

$A$  : section d'armature tendue

$e$  : excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section.

$S$  : espacement des armatures en général.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

### ***Nomenclatures grecques :***

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton.

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

$\alpha$ : Angle en général, coefficient

$\zeta_{bc}$ : Raccourcissement relatif du béton.

$\zeta_s$ : Déformation de l'acier.

$\eta$ : Coefficient de fissuration relative a une armature.

$\Theta$ : Coefficient sans dimension.

$\lambda$ : Élancement.

$\mu$ : Coefficient de frottement.

$\nu$ : Coefficient de poisson.

$\rho$ : rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.

$\sigma$ : Contrainte normale général.

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

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

$\bar{\tau}_u$ : Contrainte tangentielle admissible.



*Introduction*

*générale*



**Introduction générale :**

A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol.

Lors du dernier séisme du 21 Mai 2003 de Zemmouri (Boumerdes), il a été constaté que le système structural ayant le plus souffert est le portique auto stable. Les autres systèmes tels que les systèmes en voiles, les systèmes mixtes (voiles portiques), ont montré une très bonne résistance sismique aussi bien en zone épiscopentrale qu'en zone relativement loin de l'épicentre.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un tour implanté dans une zone de sismicité moyenne, comportant un **RDC+14+3sous-sol**, dont le système de contreventement est assuré par des voiles.

- ❖ L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:
  - Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du projet, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
  - Le deuxième chapitre présente le dimensionnement des éléments structuraux (tel que les voiles, les planchers, les escaliers) et la descente de charges.

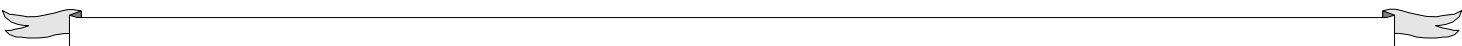
- le calcul des éléments secondaire (acrotère, escaliers et planchers) fait l'objet du 3ème chapitre.
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude au vent de la structure, la détermination de l'action de vent.
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude au séisme de la structure, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude de tour sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **SAP 2000** et **ETABS**.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel **SAP2000** est présenté dans le sixième chapitre.
- Le septième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure.

On terminera en fin le travail par une conclusion générale.



# *Chapitre I*

## *Présentation générale du projet*



### I.1. Introduction:

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, fondations, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère, ...) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme. Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99 version 2003**) et aux règles de béton armé en vigueur (**BAEL91, CBA 93**) et moyennant le logiciel de calcul (**SAP2000, ETABS**).

### I.2. Présentation de projet :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'une tour (**RDC+14 étages + trois sous-sols**). **sous-sol 03** à usage commercial; **sous-sol (01 et 02)** à usage de service ; et le reste (**RDC-14<sup>ème</sup>**) à usage d'habitation. Il est implanté dans la wilaya d'ANNABA, selon le RPA99/2003, ANNABA est une zone de sismicité moyenne (**ZONE II**)

Selon le rapport de sol la construction sera fondée sur un sol meuble d'une contrainte admissible de  $\bar{\sigma} = 2.50$  bars.

La structure est conçue en béton armé pour tous les éléments résistants : voiles, dalles ... le contreventement de la structure est assuré par les voiles.

#### I.2.1. Les caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont:

- Longueur en plan  $L = 25.80\text{m}$ .
- Largeur en plan  $L = 26.80\text{m}$ .
- Hauteur total  $H_t = 55.08\text{m}$ .
- Hauteur d'étage courant  $H = 3.06\text{m}$ .
- Hauteur du RDC  $H = 3.06\text{m}$ .
- Hauteur de sous-sol  $H = 3.06\text{m}$ .
- Hauteur de l'acrotère  $H = 0.6\text{m}$ .
- Hauteur (RDC-14<sup>ème</sup> étage)  $H = 45.9\text{ m}$ .

#### I.2.2. Les données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme :

Une zone de sismicité moyenne (**zone II**).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage **1B**.

Le site est considéré comme meuble (**S3**).

Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2.50$  bars.

**I.2.3. La régularité en plan et en élévation :****• I.2.3 .1-La régularité en plan :**

$$l_x/L_x = 7.2/26.8 = 0.27 < 0.25 \quad \text{CNV}$$

$$l_y/L_y = 14.8 /25.8 = 0.57 < 0.25 \quad \text{CNV}$$

**• I.2.3 .2-La régularité en élévation :**

$$B^2/B \geq 0.67 \quad \text{CV}$$

Donc la structure est classée comme une structure irrégulière en plan et régulière en élévation.

**I.2.4. La conception de la structure :****-Ossature :**

La structure est contreventée par des voiles en béton armé dans les deux sens (longitudinale et transversale) assurant une stabilité du tour vis-à-vis des forces horizontales (séisme ou vent), et des charges verticales.

**-Planchers:**

Les planchers sont constitués par des dalles pleines en béton armé coulés sur place assurant une grande rigidité et une sécurité contre l'incendie.

**- Escaliers:**

Sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, dans notre structure on a un seul type qui sera réalisé en béton armé coulés sur place.

**- Cage d'ascenseur :**

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

**-Acrotère :**

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

**- maçonneries :**

La maçonnerie du tour est réalisée en briques creuses, les murs extérieurs et de séparation sont constitués en doubles parois.

**I.3. Caractéristiques des matériaux****I.3.1. Introduction:**

Le béton armé se compose de béton et des armatures, le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, l'acier offre une bonne



résistance de traction, de l'association de ces deux matériaux, il en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

### I.3.2. Le béton:

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux la résistance à la traction.

La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acide, etc...,

Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.

La maniabilité au moment de la mise en œuvre que peut être définie comme l'aptitude du béton remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.

Et on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telle que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

### I.3.3. Caractéristiques mécaniques du béton :

#### I.3.3.1. Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ .

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour (j) considéré.

On peut admettre (selon BAEL) que pour  $j \leq 28$  la résistance  $f_{cj}$  de béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

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

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

$$\text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad f_{cj} = 1,10 \times f_{c28}.$$

Dans notre projet  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

#### I.3.3.2. Résistance à la traction :

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

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

Dans notre projet  $f_{t28} = 2.1$  MPA

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

### I .3.3.3. Modules de déformation longitudinale:

#### ❖ Déformations instantanées :

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

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 \times (f_{cj})^{1/3} = 32164.19 \text{ MPA}$$

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

#### ❖ Déformations différées :

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

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

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

$$E_{ij} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} = 10818.86 \text{ MPA}$$

Avec  $f_{cj}$  exprime en MPA

### I .3.3.4. Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- 0.2 : pour le calcul des déformations.
- 0 (zéro) : pour le calcul des sollicitations.

### I .3.3.5. Contraintes limites :

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes.

#### ❖ Contrainte à l'état limite ultime :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

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

La constante 0.85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ .....cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1.15$ ..... cas d'actions accidentelles

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

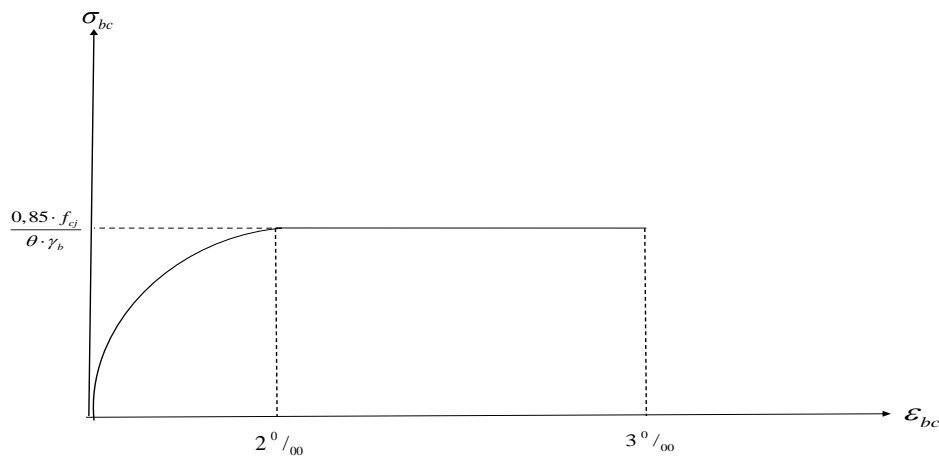
$\theta = 1$ .....durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$ .....durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ .....durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

Dans notre étude on utilisera  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  :

{	$f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}$	<i>cas courant.</i>
	$f_{bu} = 18,48 \text{ MPA}$	<i>cas accidentelle.</i>



**Fig I.1 : Diagramme Déformation-Contrainte du béton**

❖ **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement donne par :

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

$V_u$  : Effort tranchant

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

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

La contrainte admissible de cisaillement :

- Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPA.}$$

- Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min (0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPA.}$$

#### ❖ Contrainte limite de service :

La contrainte limite de service en compression  $\overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.}$$

#### I.3.4. Acier :

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

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

Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200000 \text{ MPA.}$

#### I.3.5. Caractéristiques mécaniques de l'acier :

##### I.3.5.1. Limite d'élasticité garantie $f_e$ :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant:

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

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

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HA FeE40** type1 (limite d'élasticité  $f_e = 400 \text{ MPA}$ ), et pour les armatures transversales est un rond lisse **FeE24** ( $f_e = 235 \text{ MPA}$ ).

Le module d'élasticité :  $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$

**I .3.5.2. Diagramme contrainte-déformation :****❖ Contrainte limite ultime :**

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

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

$f_e$  : limite élastique de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{action courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{action accidentelle.} \end{cases}$$

Dans notre cas :

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

**❖ Contrainte limite de service:**

- Fissuration peu nuisible :

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

- Fissuration préjudiciable :

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

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left( \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \text{ MPA.}$$

Avec : coefficient de fissuration dont la valeur est de :

$$\begin{cases} \eta = 1,00 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,60 & \text{pour les aciers haute adhérence.} \end{cases}$$

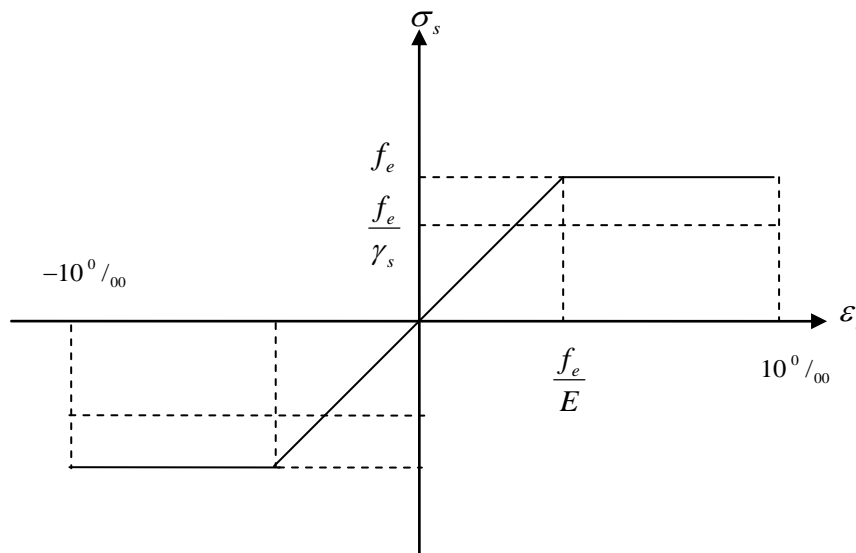


Fig I.2 : Diagramme Déformation – Contrainte de l'acier.

### I.3.6. Actions et sollicitations :

#### I.3.6.1. Actions :

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

On notera :

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

#### I.3.6.2. Sollicitations :

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

#### ❖ Sollicitations de calcul :

Les combinaisons utilisées dans notre étude :

à l'état limite ultime (ELU).

$$1.35G + 1.5Q$$

à l'état Limite de Service (ELS).

$$G + Q$$

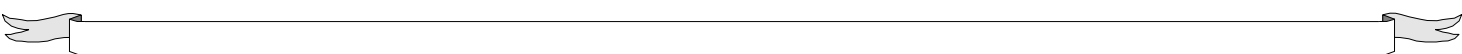
Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le **RPA 99** Version **2003**:

- $G + Q + E$ .
- $0,8 \times G \pm E$ .
- $G + Q + 1,2 E$



## *Chapitre II*

# *Pré dimensionnement des éléments structuraux*



## II.1. Introduction :

Le Pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des sections des différents éléments résistants utilisant les règlements du BAEL91 et le RPA99/ version2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement.

Ce chapitre consiste à maitre en position le pré dimensionnement des éléments suivants:

- ❖ Plancher.
- ❖ Voiles.
- ❖ Escaliers.
- ❖ Poutres (03 sous- sols +RDC+ étage 01).
- ❖ Poteaux (03 sous- sols +RDC+ étage 01).

## II.2. Pré dimensionnement des planchers :

### II.2.1. Plancher en dalles pleines :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 4 appuis (voiles ,ou murs). Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

#### ❖ Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coup de feu.

On adopte :  $e = 16 \text{ cm}$ .

#### ❖ Isolation phonique :

Selon les règles techniques « BAEL 91 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à :  $e = 16 \text{ cm}$ .

#### ❖ Résistance à la flexion :

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

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.



Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 3.6\text{m} = 360\text{cm.}$$

$$360/50 \leq e \leq 360/40$$

$$7.2 \leq e \leq 9$$

Donc on adopte une épaisseur  $e = 15\text{cm}$ .

❖ **Condition à flèche :**

$$e \geq (M_t \times L_x) / (20 \times M_0)$$

- $M_t$  : moment en travée par bande de 1m dans le sens  $L_x$ .

- $M_0$ : moment isostatique.

-le rapport  $(M_t / M_0) = \begin{cases} 0.85 \text{ pour un panneau de rive} \\ 0.75 \text{ pour un panneau intermédiaire} \end{cases}$

Donc notre cas le panneau est intermédiaire, alors  $M_t / M_0 = 0.75$

$$e \geq (360 / 20) \times 0.75 = 15, \text{ alors } e = 15\text{cm}$$

$$\text{Donc } e = \max \{ 16, 16, 15, 15 \} = 16 \longrightarrow e = 16 \text{ cm}$$

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

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment entreprenant des efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ❖ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ❖ Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- ❖ Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 de RPA99/Version2003. Les satisfaisants la condition  $L > 4e$  sont considérés comme des voiles.

Avec :  $L$  : longueur de voile

$e$  : épaisseur de voile

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure ci-dessous:

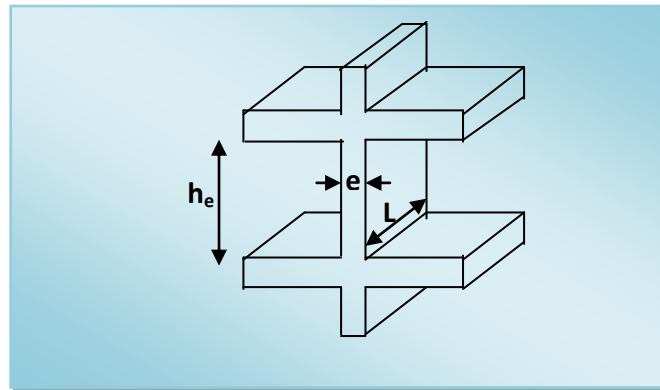


Fig II.1 : Coupes de voiles en élévation.

$h_e$  = hauteur d'étage. (Rez-de-chaussée) :  $h_e = 3.06$  m

$$e \geq \max \left( \frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25} \right).$$

$$e \geq \max( 12.24 ; 13.9 ; 15.3)$$

On adopte  $e \geq 15.3$  cm

Donc on préconise des voiles de  $e = 20$  cm

Il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

- Sens longitudinal :  $L_{\min} = 545$  cm  $>$   $4e = 80$  cm (Vérifié)

- Sens transversal :  $L_{\min} = 430$  cm  $>$   $80$  cm. (Vérifié)

#### II.4. Pré dimensionnement des escaliers :

Le choix des dimensions est fonction des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, salle de classe ...) pratiquement, on doit remplir les conditions suivantes:

❖ condition d'accès facile :

La hauteur de la marche :  $14$  cm  $\leq h \leq 18$  cm

La largeur de la marche :  $25$  cm  $\leq g \leq 32$  cm

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

Avec ;  $60$  cm  $\leq m \leq 65$  cm ..... (Le pas).  $H_v$

En prendre :  $m = 64$  cm

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

Donc :  $g + 2h = 30 + 34 = 64 \leq 65$  cm .....C.V

-La hauteur de volé :  $H_v = h_e/2 = 3.06/2 = 1.53$ m

Avec  $h_e$  est la hauteur d'étage

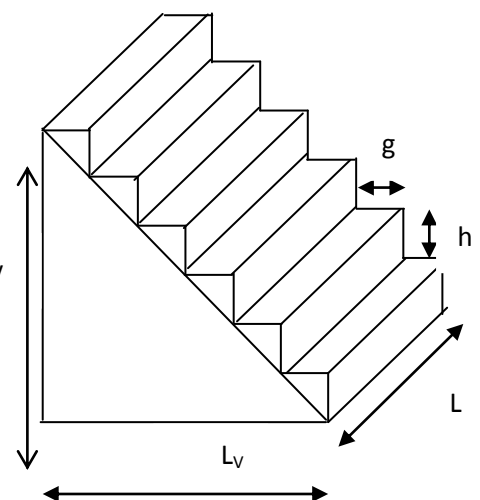


Fig II. 2 : Dimensions d'un escalier

- Nombre des contre marches :  $\frac{H_v}{h} = \frac{1.53}{0.17} \Rightarrow N_{cm} = 9$  contre marches

- Nombre des marches :  $N_m = (N_{cm} - 1) = 9 - 1 = 8$  marches.

- La ligne de foulée :  $L_f = g \times N_m = 0,3 \times 8 = 2.4$  m

- L'inclinaison :  $\text{tg} \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$

- longueur de la paillasse :  $L = \sqrt{h^2 + L_v^2} = \sqrt{1.53^2 + 2.04^2} = 2.85$  m

- Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \Rightarrow 9.5 \leq e \leq 14.25$$

On adopte **e = 16 cm**

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

Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et transmises aux poteaux.

Le pré-dimensionnement des poutres s'effectue à partir des conditions suivantes :

❖ D'après le BAEL :

$$(L/15) \leq h \leq (L/10)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

❖ D'après le RPA :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

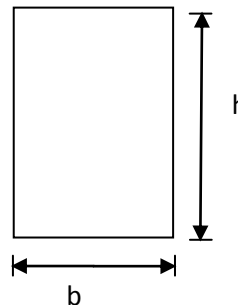


Fig II.3 : Section des poutres.

Avec :

**h**: la hauteur de la poutre ; **b** : la largeur de la poutre ; **L** : la portée de la poutre.

- les poutres des trois sous-sols :

a) Poutres longitudinale:

Soit  $L_{max} = 380$  cm.

Suivant les conditions de BAEL, on établit les dimensions ( b,h).

-la hauteur de la poutre est déterminée par la condition suivant :

$$380/15 \leq h \leq 380/10 \longrightarrow 25.33 \leq h \leq 38$$

On adopte **h = 35cm**

-la largeur de la poutre est déterminée par la condition suivant :

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \longrightarrow 10 \leq b \leq 17.5$$

On adopte **b = 15cm**

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA99 :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow 15 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow 35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \quad \Rightarrow (35/15) = 2 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte : b=30 cm (pour des réseaux architecturale)

Soit : **(b×h) = (30×35) cm<sup>2</sup>.**

#### **b) Poutres transversale:**

Soit  $L_{\text{max}} = 275$  cm.

Suivant les conditions de BAEL, on établit les dimensions ( b , h).

-la hauteur de la poutre est déterminée par la condition suivant :

$$275/15 \leq h \leq 275/10 \longrightarrow 18.33 \leq h \leq 27.5$$

On adopte **h = 35cm**

-la largeur de la poutre est déterminée par la condition suivant :

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \longrightarrow 10 \leq b \leq 17.5$$

On adopte **b = 15cm**

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA99 :

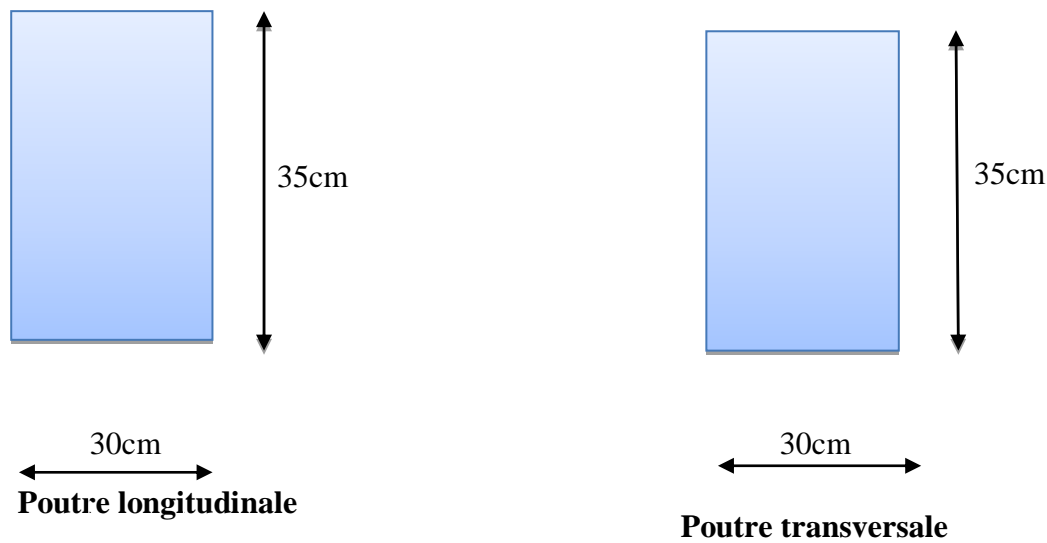
$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow 15 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow 35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \quad \Rightarrow (35/15) = 2 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte : b=30 cm (pour des réseau architecturale)

Soit : **(b×h) = (30×35) cm<sup>2</sup>.**



**Fig II.4 : Dimension des poutres longitudinale et transversale des trois sous-sols**

- les poutres des 1<sup>ère</sup> étage et RDC :

**a) Poutres longitudinale:**

Soit  $L_{\max} = 380$  cm.

Suivant les conditions de BAEL, on établit les dimensions ( b,h).

-la hauteur de la poutre est déterminée par la condition suivant :

$$380/15 \leq h \leq 380/10 \longrightarrow 25.33 \leq h \leq 38$$

On adopte **h = 35cm**

-la largeur de la poutre est déterminée par la condition suivant :

$$0,3h \leq b \leq 0,5h \longrightarrow 10 \leq b \leq 17.5$$

On adopte **b = 15cm**

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA99 :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow 15 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow 35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \quad \Rightarrow (35/15) = 2 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte : **b = 30 cm** (pour des réseaux architecturale)

Soit : **(b× h) = (30×35)cm<sup>2</sup>.**

**b) Poutres transversale:**

Soit  $L_{\max} = 265$  cm.

Suivant les conditions de BAEL, on établit les dimensions ( b , h).

-la hauteur de la poutre est déterminée par la condition suivant :

$$265/15 \leq h \leq 265/10 \implies 17.66 \leq h \leq 26.5$$

On adopte **h = 35cm**

-la largeur de la poutre est déterminée par la condition suivant :

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \implies 10 \leq b \leq 17.5 \quad , \quad \text{On adopte } \mathbf{b = 15cm}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA99 :

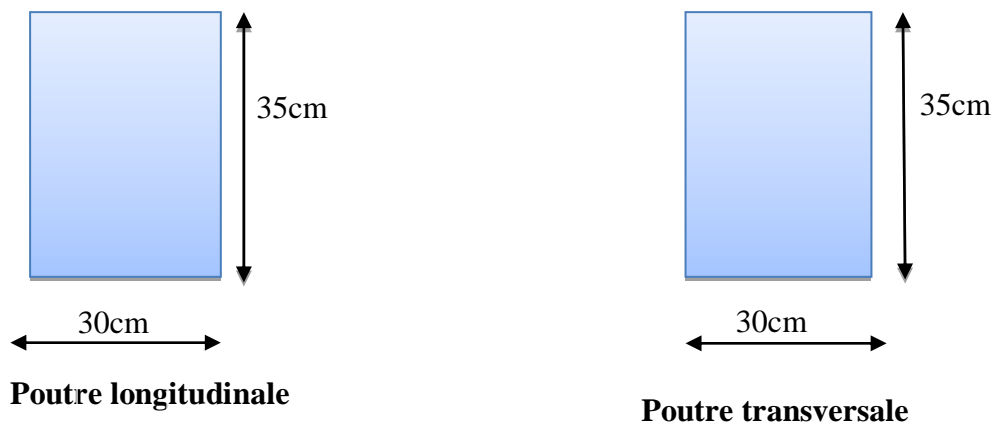
$$b \geq 20cm \quad \Rightarrow 15 \geq 20cm \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$h \geq 30cm \quad \Rightarrow 35 \geq 30cm \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h / b \leq 4 \quad \Rightarrow (35/15) = 2.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte : **b = 30 cm** (pour des réseaux architecturale)

Soit : **(b×h) = (30×35) cm<sup>2</sup>.**



**Fig II.5 : Dimension des poutres longitudinale et transversale (RDC+étage01).**

**II.6. Pré dimensionnement des poteaux (RDC + 1ère étage + les 03 S-sols) :**

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie sous l'action de l'effort normal maximal(le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

**❖ D'après RPA99/version 2003 :**

Les dimensions de la section des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

## ❖ D'après les règles BAEL93 :

L'effort normal ultime  $N_{ul}$  agissant sur un poteau est donné par la formule suivante :

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

Avec:

$B_r$ : section réduite du poteau,  $B_r = (a-0.02)(b-0.02)m^2$ .

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

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

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend :  $f_e = 400MPa$ )

$A_s$  : section d'armature dans le poteau

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

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

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

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

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

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \Rightarrow \text{alors :}$$

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

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

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

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

**II.7. Evaluation des charges et surcharges :**

**II.7.1. Plancher terrasse dalles pleines « inaccessible » :**

	Couche et épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Gravillon roulé 0.05	17	0.85	
2	étanchéité multicouche 0.02	0.6	0.12	
3	Isolation thermique 0.05	0.3	0.15	
4	Forme en pente 0.08	22	1.76	
5	Plancher à dalle pleine 0.16	25	4.00	
6	Enduit de plâtre 0.02	10	0.20	
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			7.08	

**Tab II.1 : Charge permanente due au plancher terrasse (dalles pleines).**

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

**II.7.2. Plancher étage courant dalles pleines :**

	Couche et épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Cloison ----	----	1.20	
2	Carrelage 0.02	22	0.44	
3	Mortier de pose 0.02	20	0.40	
4	Couche de sable 0.02	18	0.36	
5	Plancher à dalle pleine 0.16	25	4.00	
6	Enduit de plâtre 0.02	10	0.20	
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			6.6	

**Tab II.2 : Charge permanente due au plancher étage (dalles pleines).**

- Surcharges d'exploitation :  $Q = 1.50 \text{ KN/ m}^2$

**II.7.3. Plancher sous-sols (dalles pleines) :**

	Couche et épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Cloison ----	----	1.20	
2	Carrelage 0.02	22	0.44	
3	Mortier de pose 0.02	20	0.40	
4	Couche de sable 0.02	18	0.36	
5	Plancher à dalle pleine 0.16	25	4.00	
6	Enduit de plâtre 0.02	10	0.20	
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			6.6	

**Tab II.3 : Charge permanente due au plancher (1<sup>ère</sup> étage+ RDC+ trois sous-sols) à dalle pleines.**

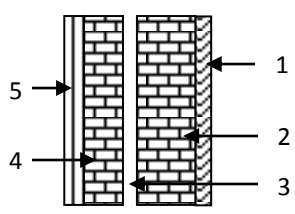


- Surcharges d'exploitation :  $Q = 5.00 \text{ KN/ m}^2$  (sous-sol 03 commerciale)
- Surcharges d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/ m}^2$  (sous-sol 01et 02 service)

II.7.4 Murs :

a) murs extérieurs :

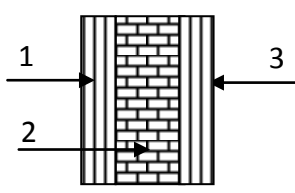
	Couche et épaisseur(m)	Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre 0.015	10	0.15
2	Brique creux 0.10	----	0.90
3	L'aine d'aire 0.05	----	----
4	Brique creux 0.15	----	1.30
5	Enduit de ciment 0.02	20	0.4
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			2.75



Tab II.4 : Charge permanente due aux murs extérieurs.

b) cloisons intérieures :

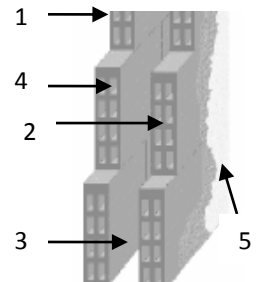
	Couche et épaisseur(m)	Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre 0.015	10	0.15
2	Brique creux 0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre 0.015	10	0.15
Charge permanente KN/m <sup>2</sup> )			1.20



Tab II.5 : Charge permanente due aux cloisons.

c) cloisons intérieures à doubles parois:

	Couche et épaisseur(m)	Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre 0.015	10	0.4
2	Brique creux 0.10	----	0.90
3	L'aine d'aire 0.05	----	---
4	Brique creux 0.15	----	1.30
5	Enduit de plâtre 0.015	10	0.15
Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )			2.75



Tab II.6 : Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois

II.7.5 Les escaliers :

a- Le palier :

Matériaux et épaisseur(m)	Poids Volumique (kN / m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
-carrelage 0.02	22	0.44
- mortier de pose 0.02	20	0.40
-couche de sable fin 0.02	18	0.36
-poids propre de palier 0,16	25	4,00
- Enduit de ciment 0.02	20	0.40
Total (KN/m <sup>2</sup> ) =		5.6

Tab II.7 : Charge permanente due aux paliers.

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

b- La paillasse avec inclinaison  $32.52^\circ$  :

Matériaux et épaisseur(m)	Poids Volumique (kN/ m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
-carrelage 0,02	22	0.44
- mortier de pose 0,02	20	0.40
-couche de sable fin 0,02	18	0.36
-poids propre des marches 0,17/2	25	2.12
- poids propre de paillasse	$0.16 \times 25 / \cos 32.52$	4.74
- Enduit de ciment 2cm	20	0.40
<b>Total (KN/m<sup>2</sup>) = 8.46</b>		

Tab II.8 : Charge permanente due aux paillasses.

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

## II.8. Descente des charges :

a) Descente des charges des poteaux (les trois sous-sols) :

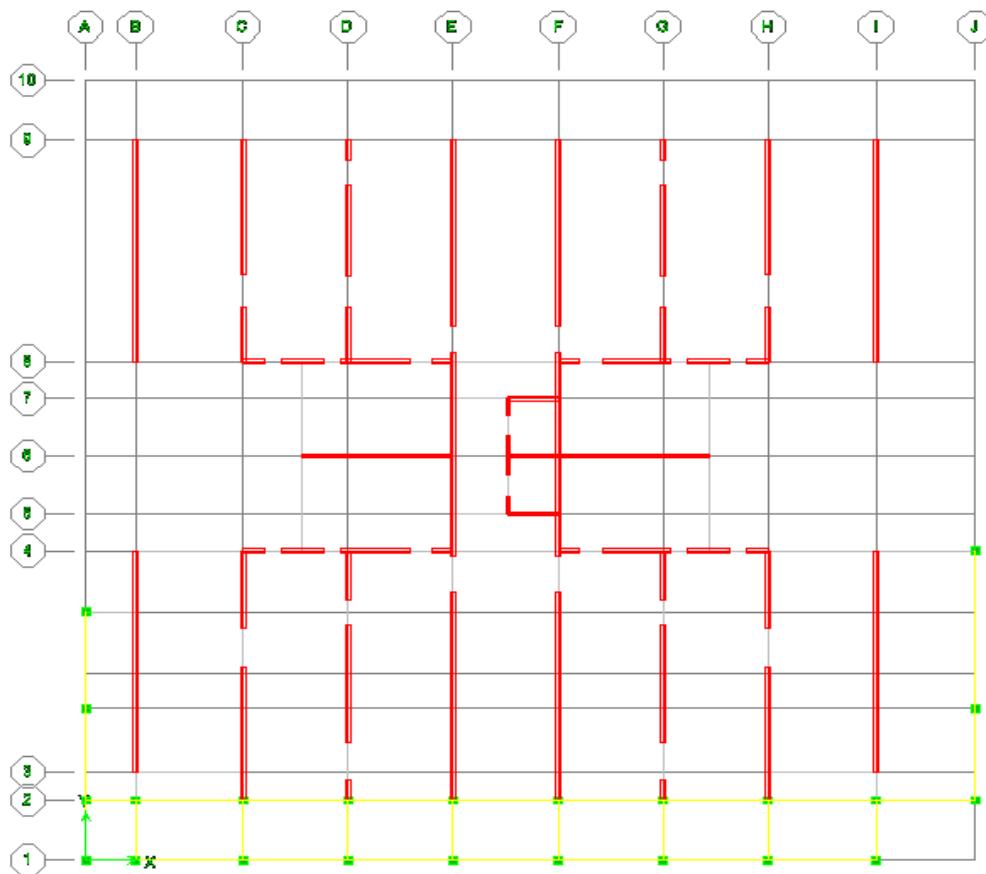


Fig II.6 : vue en plan.

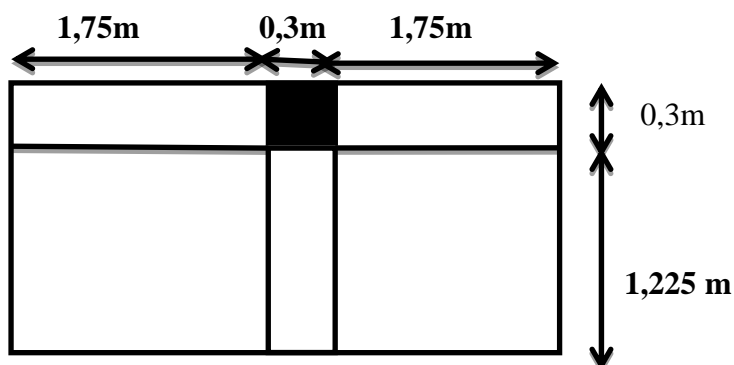


Fig II.7 : Dimension de la section revenant au poteau (H-2).

## ❖ charge permanente :

- Poids du plancher (**trois sous-sols**) :  $(1.225 \times 1.75 + 1.225 \times 1.75) \times 6.6 = 28.29 \text{ KN}$
- Poids du poteau :  $0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN}$
- Poids des poutres principales :  $0.3 \times 0.35 \times (1.75 + 1.75) \times 25 = 9.19 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaires :  $0.3 \times 0.35 \times 1.225 \times 25 = 3.22 \text{ KN}$
- Mure extérieure :  $(1.75 + 1.75) \times (3.06 - 0.35) \times 2.75 = 26.08 \text{ KN}$

## ❖ Surcharges d'exploitation :

- Poids du plancher **sous-sols 03** :  $Q = 1.225 \times (1.75 + 1.75) \times 5 = 21.43 \text{ KN}$
- Poids du plancher **sous-sols (01 et 02)** :  $Q = 1.225 \times (1.75 + 1.75) \times 2.5 = 10.72 \text{ KN}$

NIVEAU	ELEMENT	G(KN)	Q(KN)
N0	Plancher (sous-sol 01)	28.29	10.72
	Poutres principales	9.19	/
	Poutres secondaires	3.22	/
	Total	40.7	10.72
N1	Venant N0	40.7	
	Poteau	6.88	
	Murs extérieurs	26.08	
	Total	73.66	10.72
N2	Venant N1	73.66	10.72
	Plancher (sous-sol 02)	28.29	10.72
	Poutres principales	9.19	/
	Poutres secondaires	3.22	/
	Total	114.36	21.44
N3	Venant N2	114.36	21.44
	Poteau	6.88	/
	Murs extérieurs	26.08	/
	Total	147.32	21.44

N4	Venant N3	147.32	21.44
	Plancher s-sol 03	28.29	21.43
	Poutres principales	9.19	/
	Poutres secondaires	3.22	/
		188.02	42.87
N5	Venant N2	188.02	42.87
	Poteau sous-sol 03	6.88	/
	Murs extérieurs	26.08	/
<b>Total</b>		220.98	42.87

**Tableau .II.9 : Descente des charges du poteau (H-2) pour les trois s-sols.**

• **Dimensionnement de la section du Poteau:**

$$N_u = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times 220.98 + 1.5 \times 42.87 = 362.62 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_u = 362.62 \text{ KN.}$$

$$N_s = G + Q = 220.98 + 42.87 = 263.85 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_s = 263,85 \text{ KN.}$$

Après le majoration des efforts:

$$N_u = 1.1 \times 362.62 = 398.88 \text{ KN.}$$

$$N_s = 1.1 \times 263.85 = 290.35 \text{ KN.}$$

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

$$B_r \geq 0.064.N_u \Rightarrow B_r \geq 0.064 \times 0.39888 = 0.025 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a : } B_r = (h - 0.02) \times (b - 0.02).$$

$$B_r = (0.3 - 0.02) \times (0.3 - 0.02) = 0,078 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } B_r = 0.078 \geq 0,025 \text{ m}^2 \text{ ( CV ).}$$

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

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

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

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

$i$  : rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :  $I$  : moment d'inertie.

$B$  : section du béton.

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0.7 \times 3.06 \times (\sqrt{12}/0.3) = 24.73$$

$$\lambda = 24.73 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

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

On doit vérifier les conditions suivantes :

- $h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow 1/4 < 30/30 = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

Donc on adopte la section de poteau (b ,h) =(30,30) cm<sup>2</sup>

**b) Descente des charges des poteaux (RDC+1<sup>ère</sup> étage) :**

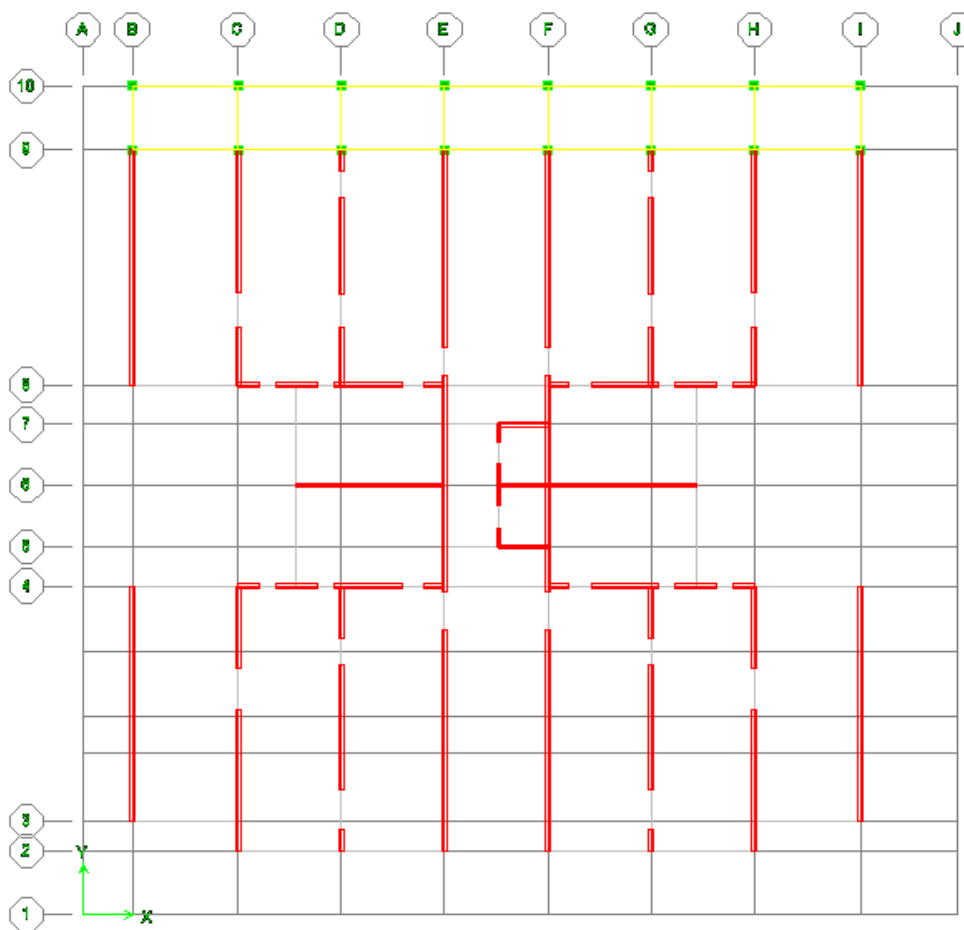


Fig II.8 : Vue en plan.

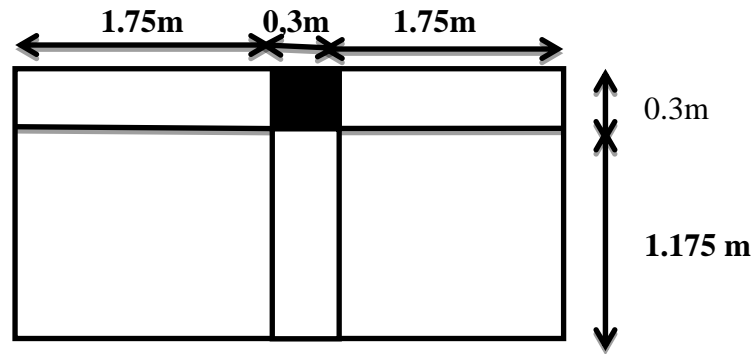


Fig II.9 : Dimension de la section revenant au poteau (H-10).

## ❖ charge permanente :

- Poids du plancher (RDC+1<sup>ère</sup> étage) :  $(1.175 \times 1.75 + 1.175 \times 1.75) \times 6.6 = 27.14$  KN
- Poids du poteau :  $0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.98$  KN
- Poids des poutres principales :  $0.3 \times 0.35 \times (1.75 + 1.75) \times 25 = 9.19$  KN
- Poids des poutres secondaires :  $0.3 \times 0.35 \times 1.175 \times 25 = 3.08$  KN
- Mure extérieure  $(1.75 + 1.75) \times (3.06 - 0.35) \times 2.75 = 26.08$  KN

## ❖ Surcharges d'exploitation :

- Poids du plancher (RDC+1<sup>ère</sup> étage):  $Q = 1.175 \times (1.75 + 1.75) \times 1.5 = 6.16$  KN

NIVEAU	ELEMENT	G(KN)	Q(KN)
N0	Plancher (1 <sup>ère</sup> étage)	27.14	6.16
	Poutres principales	9.19	/
	Poutres secondaires	3.08	/
	Total	39.41	6.16
N1	Venant N0	39.41	6.16
	Poteau	6.88	
	Murs extérieurs	26.08	
	Total	72.37	6.16
N2	Venant N1	72.37	6.16
	Plancher (RDC)	27.14	6.16
	Poutres principales	9.19	/
	Poutres secondaires	3.08	
	Total	111.78	12.32
N3	Venant N2	111.78	12.32
	Poteau	6.88	/
	Murs extérieurs	26.08	
	Total	144.74	12.32

Tableau II.10 : Descente des charges pour poteau (H-10) de RDC+1<sup>ère</sup> étage.

• **Dimensionnement de la section du Poteau:**

$$N_u = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times 144.74 + 1.5 \times 12.32 = 213.87 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_u = \mathbf{213.87 \text{ KN.}}$$

$$N_s = G + Q = 144.74 + 12.32 = 157.06 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_s = \mathbf{157.06 \text{ KN}}$$

Après le majoration des efforts:

$$N_u = \mathbf{1.1 \times 213.87 = 235.25 \text{ KN.}}$$

$$N_s = \mathbf{1.1 \times 157.06 = 172.76 \text{ KN.}}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[ \frac{0.90 \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 \cdot \gamma_s}{f_e} \right].$$

$$B_r \geq 0.064 \cdot N_u \Rightarrow B_r \geq 0.064 \times 0.23525 = 0.015 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a : } B_r = (h - 0.02) \times (b - 0.02).$$

$$B_r = (0.3 - 0.02) \times (0.3 - 0.02) = 0.078 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } B_r = 0.078 \geq 0.015 \text{ m}^2. \quad (\text{C V}).$$

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

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

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

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$  : poteau encasté à ses deux extrémités).

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

Avec :  $I$  : moment d'inertie. ;  $B$  : section du béton.

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0.7 \times 3.06 \times (\sqrt{12}/0.3) = 24.73$$

$$\lambda = 24.73 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

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

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\blacksquare h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\blacksquare b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

▪  $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow 1/4 < 30/30 = 1 < 4 \dots\dots\dots C.V$

Donc on adopte la section de poteau ( b , h ) = ( 30,30 ) cm<sup>2</sup>

c) Descente des charges des voiles :

- Numérotation des voiles :

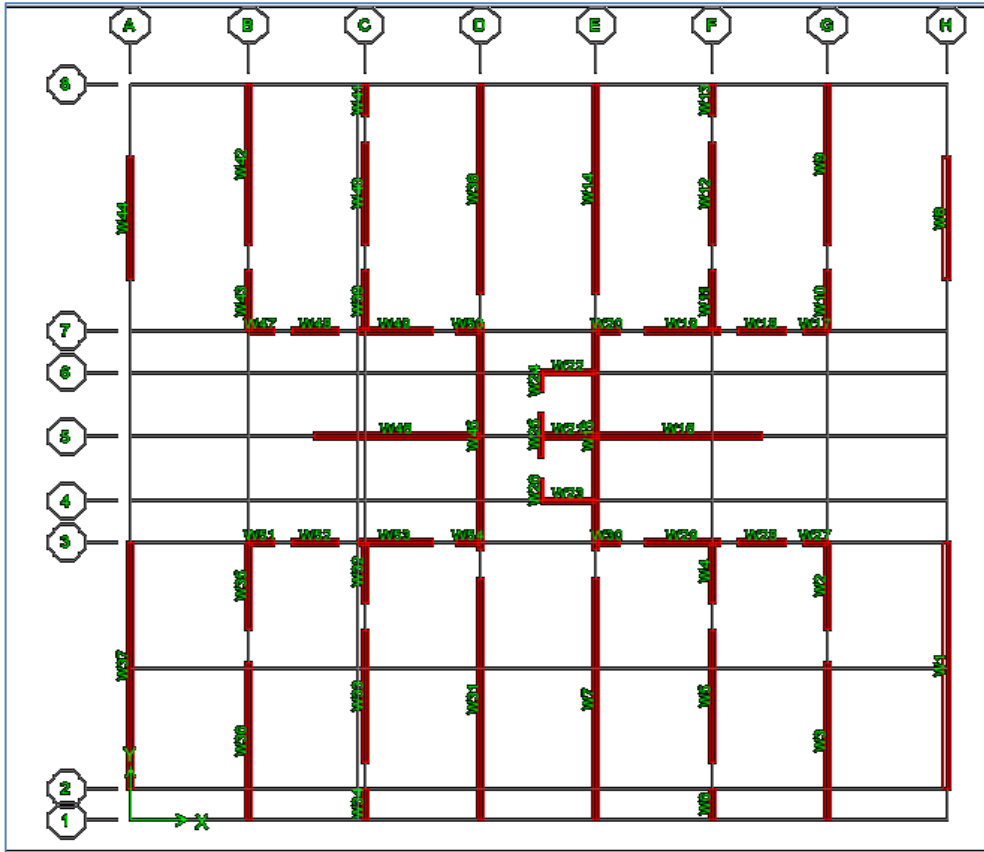


Fig II.10 : Numérotation des voiles.

- Sens transversale :

- Voile N° 5 :

$St = 10.71 \times 2 + 1.62 \times 4 = 27.9 \text{ m}^2.$

$S' = 27.9 + 0.2 \times 9.55 - 0.1 \times 1.8 = 29.63 \text{ m}^2.$

$S'' = 27.9 - 2 \times (0.25 \times 1.8) = 27 \text{ m}^2.$

• Charges permanentes :

- Plancher terrasse :  $G = 7.08 \times 27.9 / 9.55 = 20.68 \text{ KN/ml.}$
- Plancher étage:  $G = 6.6 \times 27.9 / 9.55 = 19.28 \text{ KN/ml.}$
- Poids des voiles :  $G = 0.2 \times 25 \times 3.06 = 15.3 \text{ KN/ml.}$
- Poids de mur extérieure :  $G = 2.75 \times (3.06 - 0.16) \times 1.8 \times 2 / 9.55 = 3.01 \text{ KN/ml.}$
- Acrotère :  $G = 0.0727 \times 25 \times (1.8 + 0.2) / 9.55 = 0.38 \text{ KN/ml.}$



• **Surcharges d'exploitation :**

- Plancher terrasse :  $Q = 1 \times 29.63 / 9.55 = 3.10$  KN/ml.
- Plancher étage:  $Q = 1,5 \times 29.63 / 9.55 = 4.24$  KN/ml.
- Plancher sous-sols(1et 2):  $Q = 2.5 \times 27 / 9.55 = 7.06$  KN/ml.
- Plancher sous-sols(3):  $Q = 5 \times 27 / 9.55 = 14.13$  KN/ml.

Charges et surcharges revenants au voile :

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G (KN /ml)	Q KN/m
N <sub>0</sub>	Plancher terrasse			20.68	
	Acrotère			0.38	
	Charge d'exploitation	3.1	1		<b>3.1</b>
	Total			21.06	<b>3.1</b>
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>			21.06	
	Poids voile			15.3	
	Poids murs			3,01	
	Total			39.37	<b>3,1</b>
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub>			39.37	<b>3,1</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	4.24	1		<b>4.24</b>
	Total			<b>58.65</b>	<b>7.34</b>
N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub>			58.65	<b>7.34</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids murs			3.01	
	Total			76.96	<b>7.34</b>
N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub>			76.96	<b>7.34</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	4.24	0.9		<b>3.816</b>
	Total			96.24	<b>11.156</b>
N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub>			96.24	<b>11.156</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			3.01	
	Total			114.55	<b>11.156</b>
N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub>			114.55	<b>11.156</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	4.24	0.8	133.83	<b>3.392</b>
	Total			133.83	<b>14.548</b>
N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub>			133.83	
	Poids voile			15.3	

	Poids mur			3.01	
	Total			152.14	<b>14.548</b>
<b>N<sub>8</sub></b>	Venant de N <sub>7</sub>			152.14	<b>14.548</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	4.24	0.7	171.42	<b>2.968</b>
	Total			171.42	<b>17.516</b>
<b>N<sub>9</sub></b>	Venant de N <sub>8</sub>			171.42	<b>17.516</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			3.01	
	Total			189.73	<b>17.516</b>
<b>N<sub>10</sub></b>	Venant de N <sub>9</sub>			189.73	<b>17.516</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	4.24	0.6		<b>2.544</b>
	Total			209.01	<b>20.06</b>
<b>N<sub>11</sub></b>	Venant de N <sub>10</sub>			209.01	<b>20.06</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			3.01	
	Total			227.32	<b>20.06</b>
<b>N<sub>12</sub></b>	Venant de N <sub>11</sub>			227.32	<b>20.06</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	4.24	0.5		<b>2.12</b>
	Total			246.6	<b>22.18</b>
<b>N<sub>13</sub></b>	Venant de N <sub>12</sub>			246.6	<b>22.18</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			3.01	
	Total			264.91	<b>22.18</b>
<b>N<sub>14</sub></b>	Venant de N <sub>13</sub>			264.91	<b>22.18</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	4.24	0.5		<b>2.12</b>
	Total			284.19	<b>24.3</b>
<b>N<sub>15</sub></b>	Venant de N <sub>14</sub>			284.19	<b>24.3</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			3.01	
	Total			302.5	<b>24.3</b>
<b>N<sub>16</sub></b>	Venant de N <sub>15</sub>			302.5	<b>24.3</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	4.24	0.5		<b>2.12</b>
	Total			321.78	<b>26.42</b>
<b>N<sub>17</sub></b>	Venant de N <sub>16</sub>			321.78	<b>26.42</b>
	Poids voile			15.3	

	Poids mur			3.01	
	Total			340.09	<b>26.42</b>
<b>N<sub>18</sub></b>	Venant de N <sub>17</sub>			340.09	<b>26.42</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	4.24	0.5	359.37	<b>2.12</b>
	Total			359.37	<b>28.54</b>
<b>N<sub>19</sub></b>	Venant de N <sub>18</sub>			359.37	<b>28.54</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			3.01	
	Total			377.68	<b>28.54</b>
<b>N<sub>20</sub></b>	Venant de N <sub>19</sub>			377.68	<b>28.54</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	4.24	0.5		<b>2.12</b>
	Total			396.96	<b>30.66</b>
<b>N<sub>21</sub></b>	Venant de N <sub>20</sub>			396.96	<b>30.66</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			3.01	
	Total			415.27	<b>30.66</b>
<b>N<sub>22</sub></b>	Venant de N <sub>21</sub>			415.27	<b>30.66</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	4.24	0.5		<b>2.12</b>
	Total			434.55	<b>32.78</b>
<b>N<sub>23</sub></b>	Venant de N <sub>22</sub>			434.55	<b>32.78</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			3.01	
	Total			452.86	<b>32.78</b>
<b>N<sub>24</sub></b>	Venant de N <sub>23</sub>			452.86	<b>32.78</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	4.24	0.5		<b>2.12</b>
	Total			472.14	<b>34.9</b>
<b>N<sub>25</sub></b>	Venant de N <sub>24</sub>			472.14	<b>34.9</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			3.01	
	Total			490.45	<b>34.9</b>
<b>N<sub>26</sub></b>	Venant de N <sub>25</sub>			490.45	<b>34.9</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	4.24	0.5		<b>2.12</b>
	Total			509.73	<b>37.02</b>
<b>N<sub>27</sub></b>	Venant de N <sub>26</sub>			509.73	<b>37.02</b>
	Poids voile			15.3	

	Poids mur			3.01	
	Total			528.04	<b>37.02</b>
N <sub>28</sub>	Venant de N <sub>27</sub>			528.04	<b>37.02</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	4.24	0.5		<b>2.12</b>
	Total			547.32	<b>39.14</b>
N <sub>29</sub>	Venant de N <sub>28</sub>			547.32	<b>39.14</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			3.01	
	Total			565.63	<b>39.14</b>
N <sub>30</sub>	Venant de N <sub>29</sub>			565.63	<b>39.14</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	7.06	0.5		<b>3.53</b>
	Total			584.91	
N <sub>31</sub>	Venant de N <sub>30</sub>			584.91	<b>42.67</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			3.01	
	Total			603.22	<b>42.67</b>
N <sub>32</sub>	Venant de N <sub>31</sub>			603.22	<b>42.67</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	7.06	0.5		<b>3.53</b>
	Total			622.5	<b>46.2</b>
N <sub>33</sub>	Venant de N <sub>32</sub>			622.5	<b>46.2</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			3.01	
	Total			640.81	<b>46.2</b>
N <sub>34</sub>	Venant de N <sub>33</sub>			640.81	<b>46.2</b>
	Plancher étage			19.28	
	Charge d'exploitation	14.13	0.5		<b>7.065</b>
	Total			660.09	<b>53.265</b>
N <sub>35</sub>	Venant de N <sub>34</sub>			660.09	<b>53.265</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			3.01	
	Total			<b>678.4</b>	<b>53.265</b>

Tableau II.11 : Descente des charges pour le voile N° 05.

- calcul des efforts normaux :

$$N_u = (1.35G + 1.5Q) \times Ly = (1.35 \times 678.4 + 1.5 \times 53.265) \times 9.55 = 9509.29 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_u = 9509,29 \text{ KN.}$$

$$N_s = G + Q = (678.4 + 53.265) \times 9.55 = 6987.4 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_s = 6987.4 \text{ KN.}$$

Par majoration des efforts on trouve :

$$N_u = 10460.21 \text{ KN.}$$

$$N_s = 7686.14 \text{ KN.}$$

- sens longitudinale :

- Voile N°16 :

$$St = 6.57 \times 2 + 1.62 \times 2 = 16.38 \text{ m}^2.$$

$$S' = 16.38 + 0.2 \times 5.45 - 0.1 \times 1.9 \times 2 = 17.09 \text{ m}^2.$$

$$S'' = 16.38 - 2 \times (0.25 \times 1.8) = 15.48 \text{ m}^2.$$

• Charges permanentes :

- Plancher terrasse :  $G = 7.08 \times 16.38 / 5.45 = 21.27 \text{ KN/ml.}$
- Plancher étage:  $G = 6.6 \times 16.38 / 5.45 = 19.83 \text{ KN/ml.}$
- Poids des voiles :  $G = 0.2 \times 25 \times 3.06 = 15.3 \text{ KN/ml.}$
- Poids de mur extérieure :  $G = 2,75 \times (3.06 - 0.16) \times 1.8 \times 2 / 5.45 = 5.27 \text{ KN/ml.}$
- Acrotère :  $G = 0.0727 \times 25(3.6 + 0.2) / 5.45 = 1.27 \text{ KN/ml.}$

• Surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse :  $Q = 1 \times 17.09 / 5.45 = 3.13 \text{ KN/ml.}$
- Plancher étage:  $Q = 1.5 \times 15.48 / 5.45 = 4.26 \text{ KN/ml.}$
- Plancher sous-sols (1et 2):  $Q = 2.5 \times 15.48 / 5.45 = 7.10 \text{ KN/ml.}$
- Plancher sous-sols(3):  $Q = 5 \times 15.48 / 5.45 = 14.20 \text{ KN/ml.}$

Charges et surcharges revenants au voile :

N° du niveau	Elément	Surcharge avant dégression	Coefficient de dégression	Chargement après dégression	
				G (KN/m)	QKN/ m
N <sub>0</sub>	Plancher terrasse			21.27	
	Acrotère			1.27	
	Charge d'exploitation	3.13	1		3.13
	Total			22.54	3.13
N <sub>1</sub>	Venant de N <sub>0</sub>			22,54	
	Poids voile			15.3	
	Poids murs			5.27	
	Total			43.11	3.13
N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub>			43.11	3.13
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	4.26	1		4.26

	Total			62.94	<b>7.39</b>
<b>N<sub>3</sub></b>	Venant de N <sub>2</sub>			62.94	<b>7.39</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids murs			5.27	
	Total			83.51	<b>7,39</b>
<b>N<sub>4</sub></b>	Venant de N <sub>3</sub>			83.51	<b>7,39</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	4.26	0.9		<b>3.834</b>
	Total			103.34	<b>11.224</b>
<b>N<sub>5</sub></b>	Venant de N <sub>4</sub>			103.34	<b>11.224</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			123.91	<b>11.224</b>
<b>N<sub>6</sub></b>	Venant de N <sub>5</sub>			123.91	<b>11.224</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	4.26	0.8		<b>3.408</b>
	Total			143.74	<b>14.63</b>
<b>N<sub>7</sub></b>	Venant de N <sub>6</sub>			143.74	
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			164.31	<b>14.63</b>
<b>N<sub>8</sub></b>	Venant de N <sub>7</sub>			164.31	<b>14.63</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	4.26	0.7		<b>2.98</b>
	Total			184.14	<b>17.614</b>
<b>N<sub>9</sub></b>	Venant de N <sub>8</sub>			184.14	<b>17.614</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			204.71	<b>17.614</b>
<b>N<sub>10</sub></b>	Venant de N <sub>9</sub>			204.71	<b>17.614</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	4.24	0.6		<b>2.556</b>
	Total			224.54	<b>20.17</b>
<b>N<sub>11</sub></b>	Venant de N <sub>10</sub>			224.54	<b>20,17</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			245.11	<b>20.17</b>
<b>N<sub>12</sub></b>	Venant de N <sub>11</sub>			245.11	<b>20.17</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	4.26	0.5		<b>2.13</b>

	Total			264.94	<b>22.3</b>
<b>N<sub>13</sub></b>	Venant de N <sub>12</sub>			264.94	<b>22.3</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			285.51	<b>22.3</b>
<b>N<sub>14</sub></b>	Venant de N <sub>13</sub>			285.51	<b>22.3</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	4.26	0.5		<b>2.13</b>
	Total			305.34	<b>24.43</b>
<b>N<sub>15</sub></b>	Venant de N <sub>14</sub>			305.34	<b>24.43</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			325.91	<b>24.43</b>
<b>N<sub>16</sub></b>	Venant de N <sub>15</sub>			325.91	<b>24.43</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	4.26	0.5		<b>2.13</b>
	Total			345.74	<b>26.56</b>
<b>N<sub>17</sub></b>	Venant de N <sub>16</sub>			345.74	<b>26.56</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			366.31	<b>26.56</b>
<b>N<sub>18</sub></b>	Venant de N <sub>17</sub>			366.31	<b>26.56</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	4.26	0.5		<b>2.13</b>
	Total			386.14	<b>28.69</b>
<b>N<sub>19</sub></b>	Venant de N <sub>18</sub>			386.14	<b>28.69</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			406.71	<b>28.69</b>
<b>N<sub>20</sub></b>	Venant de N <sub>19</sub>			406.71	<b>28.69</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	4.26	0.5		<b>2.13</b>
	Total			426.54	<b>30.82</b>
<b>N<sub>21</sub></b>	Venant de N <sub>20</sub>			426.54	<b>30.82</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			447.11	<b>30.82</b>
<b>N<sub>22</sub></b>	Venant de N <sub>21</sub>			447.11	<b>30.82</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	4.26	0.5		<b>2.13</b>

	Total			466.94	<b>32.95</b>
<b>N<sub>23</sub></b>	Venant de N <sub>22</sub>			466.94	<b>32.95</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			487.51	<b>32.95</b>
<b>N<sub>24</sub></b>	Venant de N <sub>23</sub>			487.51	<b>32.95</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	4.26	0.5		<b>2.13</b>
	Total			507.34	<b>35.08</b>
<b>N<sub>25</sub></b>	Venant de N <sub>24</sub>			507.34	<b>35.08</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			527.91	<b>35.08</b>
<b>N<sub>26</sub></b>	Venant de N <sub>25</sub>			527.91	<b>35.08</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	4.26	0.5		<b>2.13</b>
	Total			547.74	<b>37.21</b>
<b>N<sub>27</sub></b>	Venant de N <sub>26</sub>			547.74	<b>37.21</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			568.31	<b>37.21</b>
<b>N<sub>28</sub></b>	Venant de N <sub>27</sub>			568.31	<b>37.21</b>
	Plancher étage			19,83	
	Charge d'exploitation	4.26	0.5		<b>2.13</b>
	Total			547.32	<b>39.34</b>
<b>N<sub>29</sub></b>	Venant de N <sub>28</sub>			588.14	<b>39.34</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			608.71	<b>39.34</b>
<b>N<sub>30</sub></b>	Venant de N <sub>29</sub>			608.71	<b>39.34</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	7.10	0.5		<b>3.55</b>
	Total			628.54	
<b>N<sub>31</sub></b>	Venant de N <sub>30</sub>			628.54	<b>42.89</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			649.11	<b>42.89</b>
<b>N<sub>32</sub></b>	Venant de N <sub>31</sub>			649.11	<b>42.89</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	7.10	0.5		<b>3.55</b>



	Total			668.94	<b>46.44</b>
<b>N<sub>33</sub></b>	Venant de N <sub>32</sub>			668.94	<b>46.44</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	Total			689.51	<b>46.44</b>
<b>N<sub>34</sub></b>	Venant de N <sub>33</sub>			689.51	<b>46.44</b>
	Plancher étage			19.83	
	Charge d'exploitation	14.20	0.5		<b>7.10</b>
	Total			709.34	<b>53.54</b>
<b>N<sub>35</sub></b>	Venant de N <sub>34</sub>			709.34	<b>53.54</b>
	Poids voile			15.3	
	Poids mur			5.27	
	<b>Total</b>			<b>729.91</b>	<b>53.54</b>

**Tableau II.12 : Descente des charges pour le voile N°16.**

• **calcul des efforts normaux :**

$$N_u = (1.35G + 1.5Q) \times L_x = (1.35 \times 729.91 + 1.5 \times 53.54) \times 5.45 = 5808.002 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_u = 5808.002 \text{ KN.}$$

$$N_s = G + Q = (729.91 + 53.54) \times 5.45 = 4269.80 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow N_s = 4269.80 \text{ KN.}$$

Par majoration des efforts on trouve :

$$N_u = 6388.80 \text{ KN.}$$

$$N_s = 4696.78 \text{ KN}$$

Donc le voile le plus sollicité et le voile N° 05.

$$N_u = 10460.21 \text{ KN.}$$

$$N_s = 7686.14 \text{ KN.}$$

❖ **D'après les règles BAEL 93 :**

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

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

Avec:

**Br** : section réduite du voile ,  $B_r = (h - 0.02) (e - 0.02) \text{ m}^2$  .

**Nu**: Effort normal maximal à l'ELU ( $N_u = 1.35G + 1.5Q$ ).

**F<sub>c28</sub>**: contrainte de compression du béton à 28 jours ( ici on prend:  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ ).

**Fe**: contrainte limite élastique des aciers ( ici on prend:  $f_e = 400 \text{ MPA}$ ).

$A_s$ : section d'armature dans le voile.

$\gamma_b$ : 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:  $\gamma_s = 1.5$  (situation durable ou transitoire).

$\alpha$ : coefficient fonction de l'élançement du voile calculé par:

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

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

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \Rightarrow \text{Alors :}$$

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

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

- $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708 \Rightarrow B_r \geq 0.064 N_u$
- $\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603 \Rightarrow B_r \geq 0.075 N_u$

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

Pour des raisons de sécurité on adopte :  $B_r = 0,075 N_u$ .

$$B_r \geq 0.075 \times 10.46021 = 0.784 \text{ MN}$$

$$B_r = (h - 0.02) (e - 0.02) = (9.55 - 0.02) (0.20 - 0.02) = 1.715 \text{ m}^2$$

Donc  $B_r = 1.715 \text{ m}^2 \geq 0.784 \text{ MN}$ . (C V).

$$B_r = (9.55 - 0.02) (e - 0.02) \longrightarrow e = 19.94 \text{ cm.}$$

Alors on adopte :  **$e = 20 \text{ cm}$**



# *Chapitre III*

## *Calcul des éléments secondaires*



**III.1. Introduction :**

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

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

**III.2. Acrotère :****III.2.1. Introduction :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne, conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est réalisé en béton armé, soumis à son poids propre et une charge d'exploitation horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère a pour rôle de :

- ✓ Protection d'étanchéité.
- ✓ Servant comme grande corps.
- ✓ Entretien des façades.

L'acrotère étant exposé aux intempéries (variation de température, l'eau, neige, etc...), notons que on a une fissuration préjudiciable, alors le calcul sera faite à l'ELU et l'ELS.

III.2.2. Dimensionnement :

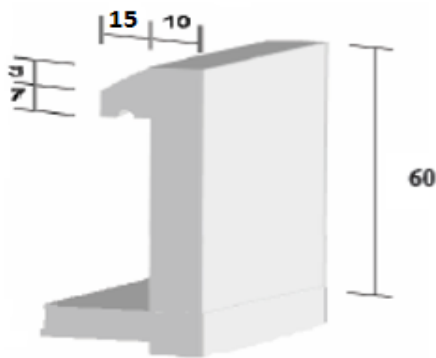


Fig III.1 : Schéma descriptif.

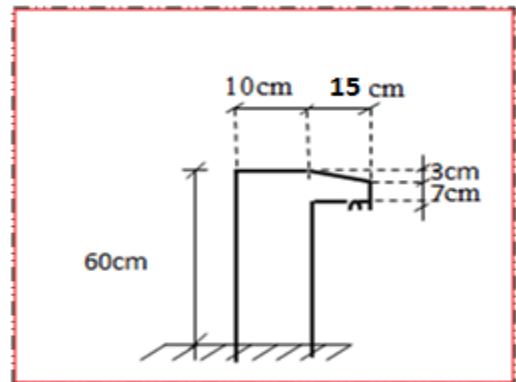


Fig III.2 : Coupe transversale.

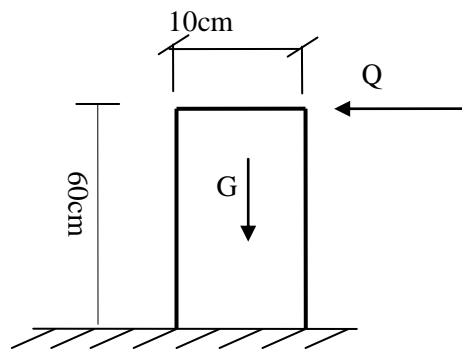


Fig III.3 : Schéma statique.

III.2.3. Principe de calcul :

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

a- Evaluation des charges :

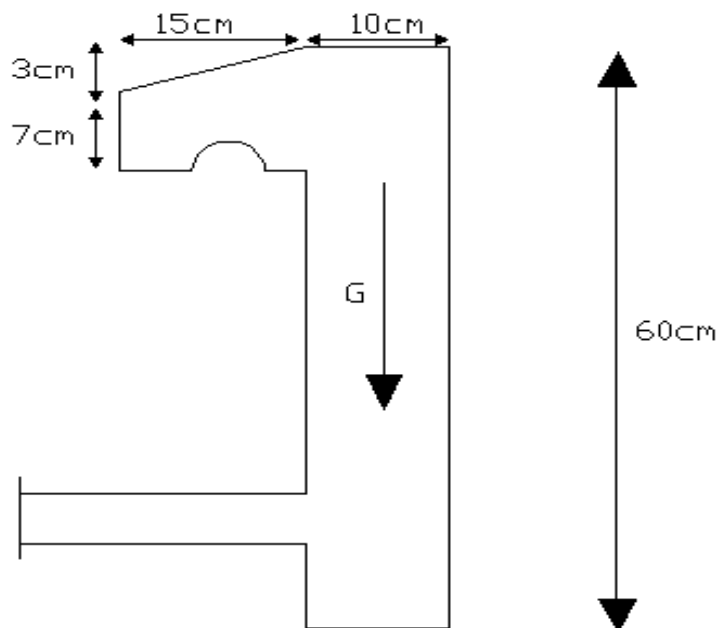


Fig III.4 : schéma de l'acrotère.

● **charge Permanente:**

$$S = [0.6 \times 0.1 + (0.03 \times 0.15)/2 + 0.07 \times 0.15] \Rightarrow S = 0.0727 \text{ m}^2$$

$$G = S \times 25 \Rightarrow G = 1.8175 \text{ KN/ml}$$

● **Surcharge d'exploitation** : (de la main courante de personne).

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

**b-Détermination de l'effort due au séisme :**

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

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

$A = 0.2$ .....**A**: coefficient d'accélération de zone (zone II).

$C_P = 0.80$ .....**C<sub>P</sub>** : facteur de force horizontale (élément en console).

$W_P = 1.8175 \text{ KN/ml}$ .....**W<sub>P</sub>** : poids de l'acrotère.

D'où :  $F_P = 4 \times 0.2 \times 0.80 \times 1.8175 \Rightarrow F_P = 1.1632 \text{ KN/ml}$

✓ **Pour G** :  $N_G = 1.8175 \text{ KN/ml}$ ,  $M_G = 0$ ,  $T_G = 0$

✓ **Pour Q** :  $N_Q = 0$ ,  $M_Q = H \times Q = 0.6 \text{ KN/ml}$ ,  $T_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$

✓ **Pour F<sub>P</sub>** :  $N_{F_P} = 0$ ,  $M_{F_P} = 0.6 \times 1.1632 = 0.6979 \text{ KN/ml}$ ,  $T_{F_P} = F_P = 1.1632 \text{ KN/ml}$

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

- Poids propre :  $N_G = 1.8175 \text{ KN/ml}$
- Surcharges :  $Q = 1.1632 \text{ KN/ml}$
- Un moment :  $M_E = Q \cdot h = 1.1632 \times 0.6 = 0.697 \text{ KN.m}$ .
- Un effort tranchant :  $T_Q = 1.1632 \text{ KN}$

**III.2.4. Calcul des sollicitations :**

● **Etat limite ultime :**

$$N_U = 1.35 N_G = 1.35 \times 1.8175 = 2.453 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.697 = 1.045 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5 \times T_Q = 1.5 \times 1.1632 = 1.744 \text{ KN}$$

● **Etat limite de service :**

$$N_{ser} = N_G = 1.8175 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0.697 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = T_Q = 1.1632 \text{ KN}$$

	Moment(KN.m)	Effort normal(KN)	Effort tranchant(KN)
ELU	1.045	2.453	1.744
ELS	0.697	1.8175	1.1632

Tab III.1 : les sollicitations dues à l'acrotère.

• **Vérification au flambement :**

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console :

$$L_f = 2 L_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m} \Rightarrow \lambda = (L_f \sqrt{12})/H \Rightarrow \lambda = \mathbf{41.56}$$

$L_f$  : la longueur de flambement

H : l'épaisseur de l'acrotère

$\lambda$  : L'élancement

• **Vérification de l'élancement**

$$\lambda = \text{Max} (50, \text{Min}(67 \times e_0 / h, 100))$$

$$\lambda = \text{Max} (50, \text{Min}(67 \times 0.3964 / 0.1, 100))$$

$$\lambda = \text{Max} (50, 100)$$

$$\Rightarrow \lambda_{\text{max}} = \mathbf{100}$$

$\lambda < \lambda_{\text{max}}$  donc pas de risque de flambement.

• **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = M_u / N_u = 1.045 / 2.453 = 0.426 \text{ m} \Rightarrow e_0 = \mathbf{42.6 \text{ cm}}$$

$$e_1 = h t / 6 = 10 / 6 \Rightarrow e_1 = \mathbf{1.66 \text{ cm}}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$  Le centre de pression C se trouve en dehors de la section, implique que la section est partiellement comprimée (S.P.C).

$\Rightarrow$  Majorer l'excentricité réelle de l'effort normale appliqué.  $e = e_0 + e_a + e_2$

❖ **L'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \text{Max} (2 \text{ cm} ; L / 250) = \text{Max} (2 \text{ cm}, 60 / 250)$$

$$e_a = \text{Max} (2 \text{ cm} ; 0.24)$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = (3 l_f^2 \times \frac{1}{10000 h}) \times (2 + \alpha \phi)$$

$\Rightarrow \alpha = 0$  et  $\phi = 2$  car : G ne crée aucun moment

$$l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$e_2 = (3(1.2)^2 / 10000(0.6) (2+0))$$

$$e_2 = 0.86 \text{ cm} \Rightarrow e = 42.6 + 2 + 0.86 = 45.46 \text{ cm}$$

❖ Calcul du coefficient de majoration ( $\delta_f$ ) :

$$\delta_f = \begin{cases} \text{Min} \left[ 1 + 0.15 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \frac{h}{e_0} ; 1.4 \right] & \text{si } \frac{e_0}{h} \geq 0.75 \\ 1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \frac{e_0}{h} < 0.75 \end{cases}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0.426}{0.1} = 4.26 > 0.75$$

$$\text{Donc: } \delta_f = \text{Min} \left[ 1 + 0.15 \times \left( \frac{41.56}{35} \right)^2 \times \frac{0.1}{0.426} ; 1.4 \right]$$

$$\delta_f = 1.05$$

## ❖ Majoration des sollicitations :

## • E.L.U :

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 2.575 \text{ KN}$$

$$M_u^* = \delta_f \times M_u + N_u^* \times e_a = 1.148 \text{ KN.m}$$

## • E.L.S :

$$N_{ser}^* = 1.8175 \text{ KN}$$

$$M_{ser}^* = 0.697 \text{ KN.m}$$

## III.2.5. Ferrailage :

## a) Calcul à L'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

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

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

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

## ❖ Position de centre de pression :

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{1.148}{2.575} = 0.4458 \text{ m} = 44.58 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h_t}{6} = 1.66 \text{ cm} \quad e > e_0 \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée ( S.P.C)}$$

## ❖ Calcul à la flexion simple : Le calcul des sollicitations par rapport aux aciers tendus :

## ➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5$$

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

## ➤ Calcul des armatures :

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \left( d - \frac{h}{2} \right)$$



$$M_{uA} = 1.148 + 2,575 \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1.225 \text{ KN.m}$$

Suivant l'organigramme du BAEL91, à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.013 \quad ; \quad \text{Avec: } b = 100 \text{ cm}, f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \quad ; \quad \Rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0} \text{ (La section est simplement armée)}$$

Méthode simplifiée :

$$\alpha = 0.016Z = 7.94 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_u^a}{z \cdot \sigma_s} = \frac{1.225 \times 10^6}{79.4 \times 348} = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{su} = A_1 - \frac{N_u^*}{\sigma_s} = 44 - \frac{2.575 \times 10^3}{348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

### b) Calcul à l'ELS :

#### ❖ Position de centre de pression :

$$N_{ser} = 1,8175 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = 0,697 \text{ KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.697}{1.8175} = 0.3834 \text{ m} = 38.34 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h_t}{6} = 1.66 \text{ cm} \quad e_s > e_0 \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée ( S.P.C)}$$

#### ❖ Calcul à la flexion simple :

##### ➤ Calcul des contraintes :

✓ La contrainte du béton est donnée à l'ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

✓ La contrainte de l'acier :

(Fissuration préjudiciable) avec  $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ Mpa}$$

##### ➤ Calcul des armatures :

$$M_s^a = M_s = + N_s \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_s^a = 0.697 + 1.8175 \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.751 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Calcul du moment limite de service $M_l$ :

$$M_l = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r / 2) / (1 - \alpha_r / 3)$$

$$\alpha_r = (15\sigma_{bc}) / (15\sigma_{bc} + \sigma_{bc}) = 0.484$$

$$\mu_r = 0.203$$

$$\Rightarrow M_l = 19.5 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a < M_l \text{ ( pas d'armature comprimée } A' = 0 \text{ )}$$

$$Z = d(1 - \alpha_r/3) = 0.067 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_s^a}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.751 \times 10^6}{67 \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{ser}} = A_s - \frac{N_s^*}{\sigma_s} = 46 - \frac{1.8175 \times 10^3}{348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

**c) Ferrailage minimal:**

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.023bd f_{c28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on adopte finalement :}$$

$$A_s = \max(A_{s_{\min}}; A_u; A_s) = \max(0.966; 0.36; 0.38) \Rightarrow A_s = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s_{\min}} = 0.966 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

D'après le choix des barres:

$$A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**d) Vérification des contraintes:**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

La Contrainte du béton à L'ELS est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte de l'acier à L'ELS est :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \text{ Avec: } A'_s = 0 \text{ cm}$$

y : la solution de l'équation de deuxième degré suivante :

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

$$\Rightarrow 100y^2 + 30 \times 2.01y - 30 \times 8 \times 2.01 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 443.39$$

$$y = 1.92 \text{ cm et } I = 1351.57 \text{ cm}^4$$

**• Contraintes du béton comprimé :**

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{0.697 \times 10^6}{1351.57 \times 10^4} = 0.051 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = K \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.979 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Contrainte de l'acier :**

$$\sigma_{st} = 15 \times K(d - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 46.51 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**e) Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{b_0 d} \quad \text{avec} \quad Vu = 1.744 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.744 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.021 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**f) Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T8.....Ar = 1.50cm<sup>2</sup>

**g) L'espace maximal :**

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

$$\text{Soit : } S_t = 25\text{cm}$$

Dans le sens le moins sollicité:  $S_{t \leq} \min [4h, 45\text{cm}] = 40\text{cm}$

$$\text{Soit : } S_t = 20\text{cm}$$

**Remarque :**

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux face de l'acrotère donc on adopte la même section pour la zone comprimée (soit  $A_{s'} = A_s$ ).

## III.2.6. Schéma de ferrailage :

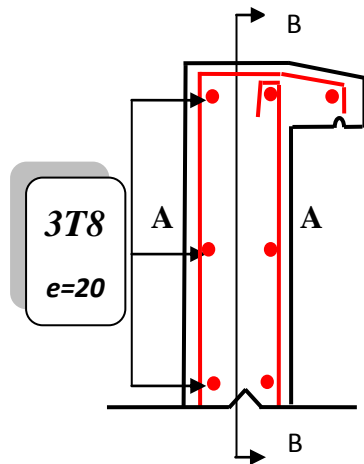


Fig III.5.1 : ferrailage de l'acrotère.

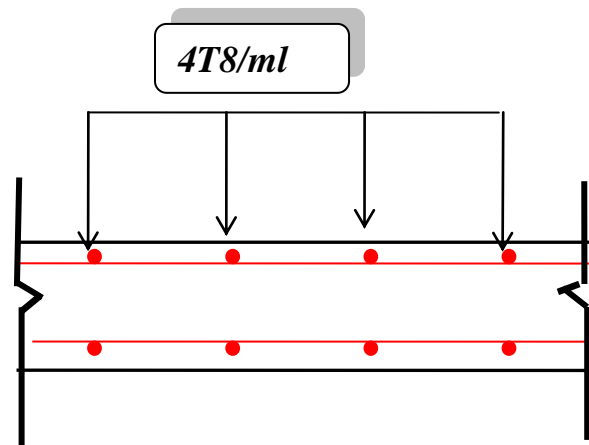


Fig III.5.2 : Coupe A-A.

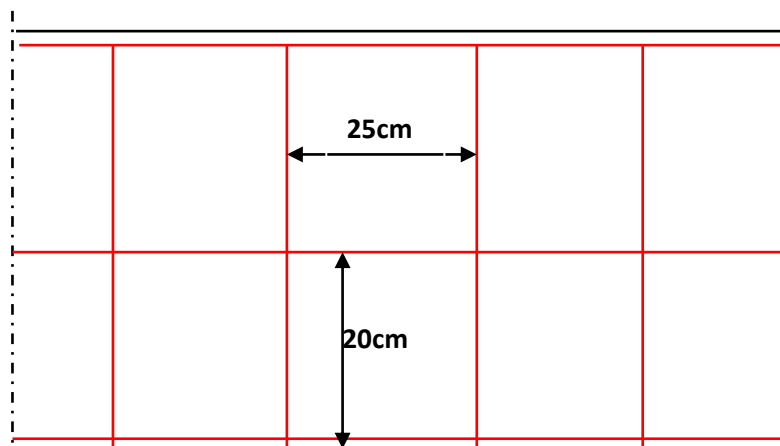


Fig III.5.3 : coupe B-B.

Fig III.5 : Schéma de ferrailage

## III.3. Les planchers

## III.3.1. Introduction :

Les planchers sont généralement plan, ils ont un rôle très important dans la structure, ils supportant les charges verticales puis ils les transmettent aux éléments porteurs, ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique, les planchers rencontrés dans les bâtiments de destination divers ou dans les constructions industrielles se classent en quatre grands catégories :

- Plancher avec dalle, poutre secondaire (poutrelles), et poutre principale.
- Plancher à parallèles rapprochées.
- Plancher à hourdis creux (ou à corps creux)
- Plancher champignons et plancher dalles.

Dans notre projet les planchers sont en dalles pleine.

### III.3.2. Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleine sont des plaques horizontaux minces en béton armée, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, une dalle est caractérisée par ses dimensions en plan  $L_x$  et  $L_y$  et nous désignons par  $L_x$  la plus petite dimension on aura donc  $L_x \leq L_y$ , il ya deux modes de travail des dalles qui sont déterminées en fonction du rapport  $\frac{L_x}{L_y}$

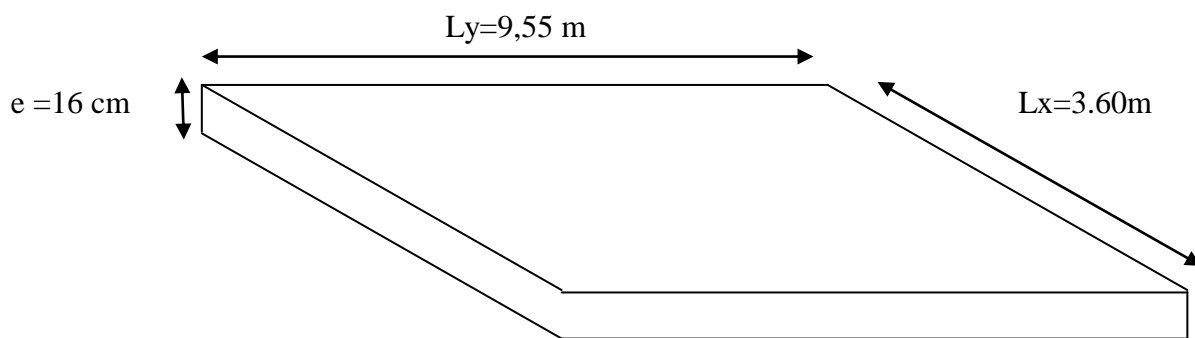


Fig III.6 : Dalle pleine

$\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$  Dalle porte dans un seul sens.

$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$  Dalle porte dans les deux sens.

#### a) Plancher terrasse :

##### - Calcul $\alpha$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{9.55} = 0.37 < 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens}$$

Le cas ou  $\alpha < 0.4$  :  $M_f$  est dans le sens  $L_x$  évaluer suivant la méthode forfaitaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} \\ M_{oy} = 0 \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des charges et des surcharges :**

La charge permanente :  $G = 7.08 \text{ KN/m}^2$

La charge variable :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

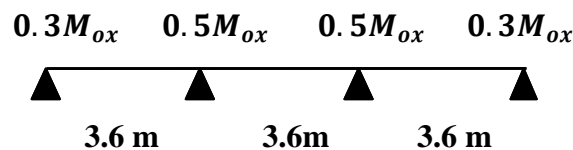
➤ **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.05 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 8.08 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des moments :**

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**



Les valeurs des moments en travées  $M_t$  :

$$M_t \geq \text{Max} \{1,05M_{ox} ; (1+0,3\alpha) M_{ox}\} - (M_w + M_e) / 2$$

$\alpha = \frac{Q_{\text{béton}}}{G + Q_{\text{béton}}}$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes

et d'exploitation en valeur non pondérées :

$M_{ox}$ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison :  $M_{ox} = \frac{qlx^2}{8}$

$M_w$  et  $M_e$  les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite dans la travée considéré.

• **Travée 1 et 3 :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{7.08 + 1} = 0.12$$

$$M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} = \frac{11.05(3.6)^2}{8} = 17.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{w1} = M_{w3} = 0.3M_{ox} = 5.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{e1} = M_{e3} = 0.5M_{ox} = 8.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = M_{t3} \geq \text{Max} \{1,05M_{ox} ; (1+0,3\alpha) M_{ox}\} - (M_{w13} + M_{e13}) / 2$$

$$M_{t1} = M_{t3} = 0.65M_{ox} = 11.63 \text{ KN.m}$$

• **Travée 2 :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{7.08 + 1} = 0.12$$

$$M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} = \frac{11.05(3.6)^2}{8} = 17.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{w2} = 0.5M_{ox} = 8.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{e2} = 0.5M_{ox} = 8.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \text{Max} \{1,05M_{ox} ; (1+0,3\alpha) M_{ox}\} - (M_{w2}+M_{e2}) / 2$$

$$M_{t2} = 0.55M_{ox} = 9.84 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcule le ferrailage :**

- Le calcul se fait pour une bande « 1 ml ».
- Le calcul se fait pour le panneau le plus sollicité.

Notre panneau se fléchit dans un seul sens (yy') donc le ferrailage sera dans le sens (xx')

On prend  $\phi_x = 10 \text{ mm}$  et l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 16 - 2 - 0.5 \Rightarrow d_x = 13.5 \text{ cm}$$

	$q_u$ (KN/m)	$M_{ox}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
E.L.U	11.05	17.90	9.84	8.95

**Tab III.2 : Sollicitations de panneau de dalle à L'ELU.**

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \text{ Avec: } b = 100\text{cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} ; A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

Les résultats de calcul est donné dans le tableau suivant :

Section	b(cm)	d(cm)	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	13.5	9.84	0.038	0.048	13.24	1.63	2.13	4T10 = 3.14
Appuis	100	13.5	8.95	0.034	0.043	13.26	1.63	1.93	4T8 = 2.01

**Tab III.3 : ferrailage de panneau de dalle à L'ELU.**

➤ **L'espace maximal :**

$$S_{t \leq} \min [3h, 33\text{cm}] = \min [3 \times 16, 33] = 30\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 25\text{cm}$

✓ En travée :  $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} < 33\text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

✓ Sur appui :  $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} < 33\text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

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

$$e = 16\text{ cm} ; A_s = 3.14\text{ cm}^2 ; A_{s\text{min}} = 1.63\text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s\text{min}} < A_s \dots\dots\dots\text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivant :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Tel que : } \tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{t28} = 1.1667\text{ Mpa}$$

$$V_u = \left( \frac{q_u \times l_x}{2} \right) \times \left( \frac{1}{1 + \frac{a}{2}} \right) = 18.76\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.76 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.138\text{ Mpa}$$

$$0.138\text{ Mpa} < 1.1667\text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots\text{CV}$$

Condition vérifiée : pas de risque de cisaillement.

➤ **Armature de réparation :**

- En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \left( \frac{3.14}{4} \right) = 0.78\text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup> ; st = 25 cm.

- Sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \left( \frac{2.01}{4} \right) = 0.5\text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup> ; st = 25 cm.

✓ **Vérification à Etat limite service :**

$$q_s = G + Q = 8.08\text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité :

$$M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} = \frac{8.08(3.6)^2}{8} = 13.08\text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5M_{ox} = 6.54\text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.5M_{ox} = 7.19\text{ KN.m}$$

	$q_s$ (KN/m)	$M_{ox}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
E.L.S	8.08	13.08	7.19	6.54

**Tab III.4 : sollicitations de panneau de dalle à L'ELS.**



Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \text{Avec: } b = 100\text{cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s}$$

Les résultats de calcul est donné dans le tableau suivant :

Section	b(cm)	d(cm)	M <sub>s</sub> (KN.m)	μ <sub>b</sub>	α	Z(cm)	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	13.5	7.19	0.027	0.034	13.31	1.63	1.55	4T8= 2.01
Appuis	100	13.5	6.54	0.025	0.031	13.33	1.63	1.4	4T8= 2.01

Tab III.5 : ferrailage de panneau de dalle à L’ELS.

➤ **Vérification des contraintes :**

La vérification des contraintes se fait à l’ELS. Il ya lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé (σ<sub>bc</sub>) et dans l’acier tendue (σ<sub>st</sub>) ne dépassent pas la contrainte limite.

**En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times d.A_s = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 30 \times 2.01y - 30 \times 13.5 \times 2.01 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 573.8$$

Alors : y = 2.56 cm

- **Calcul du moment d’inertie de la section homogène (I)**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

$$I = \frac{100 \times 2.56^3}{3} + 15 \times 2.01(13.5 - 2.56)^2$$

$$I = 4167.70 \text{ cm}^4$$

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times d.A_s = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 30 \times 2.01y - 30 \times 13.5 \times 2.01 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 573.8$$

Alors :  $y = 2.56$  cm

- **Calcul du moment d'inertie de la section homogène (I)**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d-y)^2 \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

$$I = \frac{100 \times 2.56^3}{3} + 15 \times 2.01(13.5 - 2.56)^2$$

$$I = 4167.70 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte de béton comprimée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} y = \frac{7.19 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} \times 2.56 \times 10 = 4.41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.41 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Contrainte d'acier à la traction :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_s}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times K(d-y) = 15 \times \frac{M_s}{I} (d-y) = 15 \times \frac{7.19 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} (13.5 - 2.56)$$

$$\sigma_{st} = 278.97 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\sigma_{st} = 278.97 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CNV}$

• **Calcul des armatures comprimé :**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{7.19 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 201.63} = 0.002$$

$$K_1 = 51.89$$

$$\alpha_1 = \frac{15}{15 + K_1} = 0.224$$

$$\beta_1 = 1 - \left(\frac{\alpha_1}{3}\right) = 0.9253$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.19 \times 10^6}{0.9253 \times 135 \times 201.63} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.85 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopt: } 4T10 = 3.10 \text{ cm}^2.$$

**En appui:**

- **Contrainte de béton comprimée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} y = \frac{6.54 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} \times 2.56 \times 10 = 4.01 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.01 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Contrainte d'acier à la traction :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_s}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times K(d - y) = 15 \times \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \times \frac{6,54 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} (135 - 25.6)$$

$$\sigma_{st} = 278.97 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\sigma_{st} = 257.50 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CNV}$

• **Calcul des armatures comprimé :**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{6,54 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 201.63} = 0.0017$$

$$K_1 = 57,09$$

$$\alpha_1 = \frac{15}{15 + K_1} = 0.208$$

$$\beta_1 = 1 - \left(\frac{\alpha_1}{3}\right) = 0.9306$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,54 \times 10^6}{0.9306 \times 135 \times 201.63} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.58 \text{ cm}^2$  donc on adopt: 4T10 = 3.10 cm<sup>2</sup>.

➤ **Schema de ferrailage :**

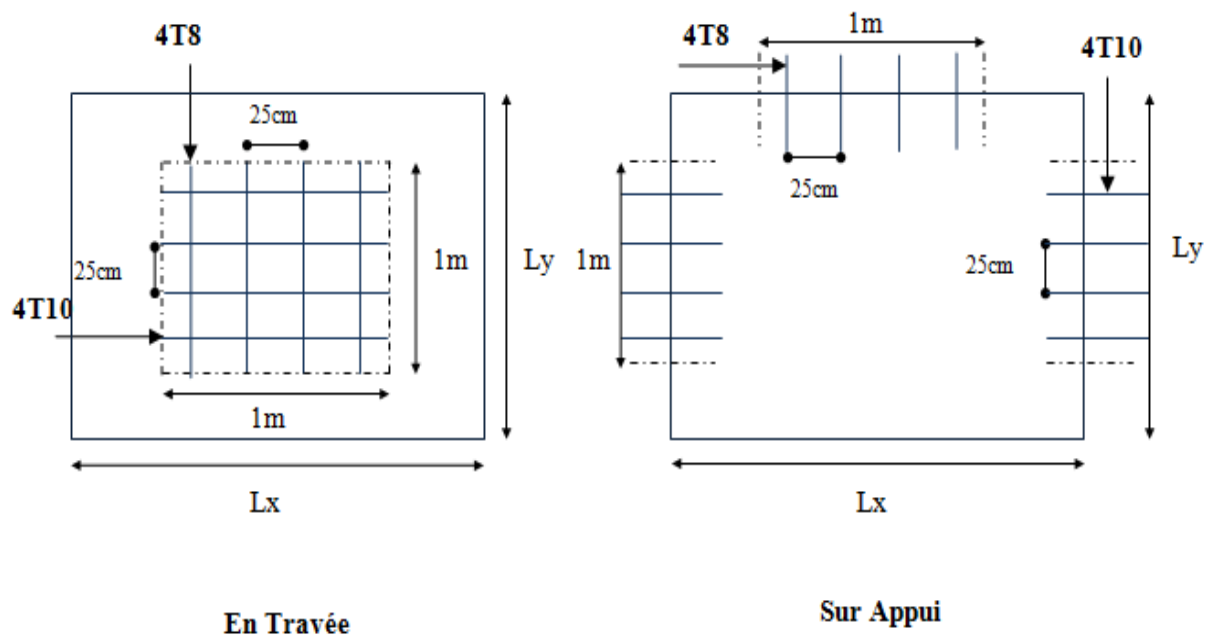


Figure III.7 : Ferrailage de plancher terrasse.

**b) Plancher étage courant + RDC:****- Calcul  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{9.55} = 0.37 < 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens}$$

Le cas ou  $\alpha < 0.4$  :  $M_f$  est dans le sens  $L_x$  évaluer suivant la méthode forfaitaire.

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} \\ M_{oy} = 0 \end{cases}$$

**➤ Evaluation des charges et des surcharges :**

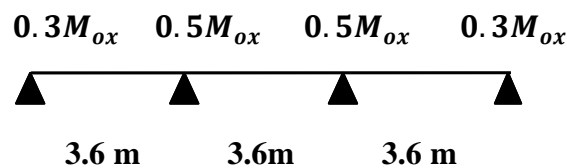
La charge permanente :  $G = 6.6 \text{ KN/m}^2$

La charge variable :  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

**➤ Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.16 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 8.1 \text{ KN/m}^2$$

**➤ Calcul des moments :****✓ Etat limite ultime (ELU) :**

Les valeurs des moments en travées  $M_t$  :

$$M_t \geq \text{Max} \{ 1,05M_{ox} ; (1+0,3\alpha) M_{ox} \} - (M_w + M_e) / 2$$

$\alpha = \frac{Q_{\text{béton}}}{G + Q_{\text{béton}}}$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes

et d'exploitation en valeur non pondérées :

$M_{ox}$ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison :  $M_{ox} = \frac{qlx^2}{8}$

$M_w$  et  $M_e$  les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite dans la travée considéré.

**• Travée 1 et 3 :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{6.6 + 1.5} = 0.18$$

$$M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} = \frac{11.16(3.6)^2}{8} = 18.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{w1} = M_{w3} = 0.3M_{ox} = 5.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{e1} = M_{e3} = 0.5M_{ox} = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = M_{t3} \geq \text{Max} \{1,05M_{ox} ; (1+0,3\alpha) M_{ox}\} - (M_{w13}+M_{e13}) / 2$$

$$M_{t1} = M_{t3} = 0.65M_{ox} = 11.74 \text{ KN.m}$$

• **Travée 2 :**

$$M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} = \frac{11.16(3.6)^2}{8} = 18.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{w2} = 0.5M_{ox} = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{e2} = 0.5M_{ox} = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \text{Max} \{1,05M_{ox} ; (1+0,3\alpha) M_{ox}\} - (M_{w2}+M_{e2}) / 2$$

$$M_{t2} = 0.55M_{ox} = 9.93 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcule le ferrailage :**

- Le calcul se fait pour une bande « 1 ml ».

- Le calcul se fait pour le panneau le plus sollicité.

Notre panneau se fléchit sans un seul sens (yy') donc le ferrailage sera dans le sens (xx')

On prend  $\phi_x = 10 \text{ mm}$  et l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 16 - 2 - 0.5 \Rightarrow d_x = 13.5 \text{ cm}$$

	$q_u$ (KN/m)	$M_{ox}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
E.L.U	11.16	18.07	9.93	9.03

**Tab III.6 : sollicitations de panneau de dalle à L'ELU.**

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \text{ Avec: } b = 100\text{cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} ; A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

Les résultats de calcul est donné dans le tableau suivant :

Section	b(cm)	d(cm)	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	13.5	9.93	0.038	0.048	13.24	1.63	2.15	4T10= 3.14
Appuis	100	13.5	9.03	0.034	0.043	13.26	1.63	1.95	4T8=2.01

**Tab III.7 : ferrailage de panneau de dalle à L'ELU.**

➤ L'espace maximal :

$$S_t \leq \min [3h, 33\text{cm}] = \min [3 \times 16, 33] = 30\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 25\text{cm}$

✓ En travée :  $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} < 33\text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

✓ Sur appui :  $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} < 33\text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$e = 16\text{ cm} ; A_s = 3.14\text{ cm}^2 ; A_{s\text{min}} = 1.63\text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_{s\text{min}} < A_s \dots\dots\dots\text{CV}$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie la condition suivant :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Tel que :  $\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{t28} = 1.1667\text{ Mpa}$

$$V_u = \left( \frac{q_u \times l_x}{2} \right) \times \left( \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right) = 18.42\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.42 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.136\text{ Mpa}$$

$0.136\text{Mpa} < 1.1667\text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots\text{CV}$

Condition vérifiée : pas de risque de cisaillement.

➤ Armature de réparation :

• En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \left( \frac{3.14}{4} \right) = 0.78\text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup> ; st = 25 cm .

• Sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \left( \frac{2.01}{4} \right) = 0.5\text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup> ; st = 25 cm .

✓ Vérification à Etat limite service :

$q_s = G + Q = 8.1\text{ KN/m}^2$

Pour le panneau le plus sollicité :

$$M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} = \frac{8.1(3.6)^2}{8} = 13.12\text{ KN.m}$$

$M_a = 0.5M_{ox} = 6.56\text{ KN.m}$

$M_t = 0.5M_{ox} = 7.21\text{ KN.m}$

	$q_s(\text{KN/m})$	$M_{ox}(\text{KN.m})$	$M_t (\text{KN.m})$	$M_a (\text{KN.m})$
E.L.S	8.1	13.12	7.21	6.56

Tab III.8 : sollicitations de panneau de dalle à L'ELS.

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \text{Avec: } b = 100\text{cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s}$$

Les résultats de calcul est donné dans le tableau suivant :

Section	b(cm)	d(cm)	M <sub>s</sub> (KN.m)	μ <sub>b</sub>	α	Z(cm)	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	13.5	7.21	0.027	0.034	13.31	1.63	1.55	4T8= 2.01
Appuis	100	13.5	6.56	0.025	0.031	13.33	1.63	1.4	4T8=2.01

**Tab III.9 : ferrailage de panneau de dalle à L'ELS.**

➤ **Vérification des contraintes :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il ya lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé (σ<sub>bc</sub>) et dans l'acier tendue (σ<sub>st</sub>) ne dépassent pas la contrainte limite.

**En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times d \cdot A_s = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 30 \times 2.01y - 30 \times 13.5 \times 2.01 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 573.8$$

Alors : y = 2.56 cm

- **Calcul du moment d'inertie de la section homogène (I)**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

$$I = \frac{100 \times 2.56^3}{3} + 15 \times 2.01(13.5 - 2.56)^2$$

$$I = 4167.70 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte de béton comprimée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} y = \frac{7.21 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} \times 2.56 \times 10 = 4.35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.35 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Contrainte d'acier à la traction :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_s}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times K(d - y) = 15 \times \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \times \frac{7.19 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} (135 - 25.6)$$

$$\sigma_{st} = 278.89 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\sigma_{st} = 278.89 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$ .....CNV

• **Calcul des armatures comprimé :**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{7.21 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 201.63} = 0.027$$

$$K_1 = 9.13$$

$$\alpha_1 = \frac{15}{15 + K_1} = 0.622$$

$$\beta_1 = 1 - \left(\frac{\alpha_1}{3}\right) = 0.7926$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.21 \times 10^6}{0.7926 \times 135 \times 201.63} = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.34 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopt: } 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

**En appui:**

- **Contrainte de béton comprimée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} y = \frac{6.56 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} \times 2.56 \times 10 = 4.02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.02 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

- **Contrainte d'acier à la traction :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_s}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times K(d - y) = 15 \times \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \times \frac{6.56 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} (135 - 25.6)$$

$$\sigma_{st} = 258.29 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\sigma_{st} = 258.29 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$ .....CNV

• **Calcul des armatures comprimé :**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{6.56 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 201.63} = 0.0017$$

$$K_1 = 57.09$$

$$\alpha_1 = \frac{15}{15 + K_1} = 0.208$$

$$\beta_1 = 1 - \left(\frac{\alpha_1}{3}\right) = 0.9306$$



$$A_s = \frac{M_u}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,56 \times 10^6}{0,9306 \times 135 \times 201,63} = 2,58 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2,58 \text{ cm}^2$  donc on adopte: 4T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>.

➤ **Schema de ferrailage :**

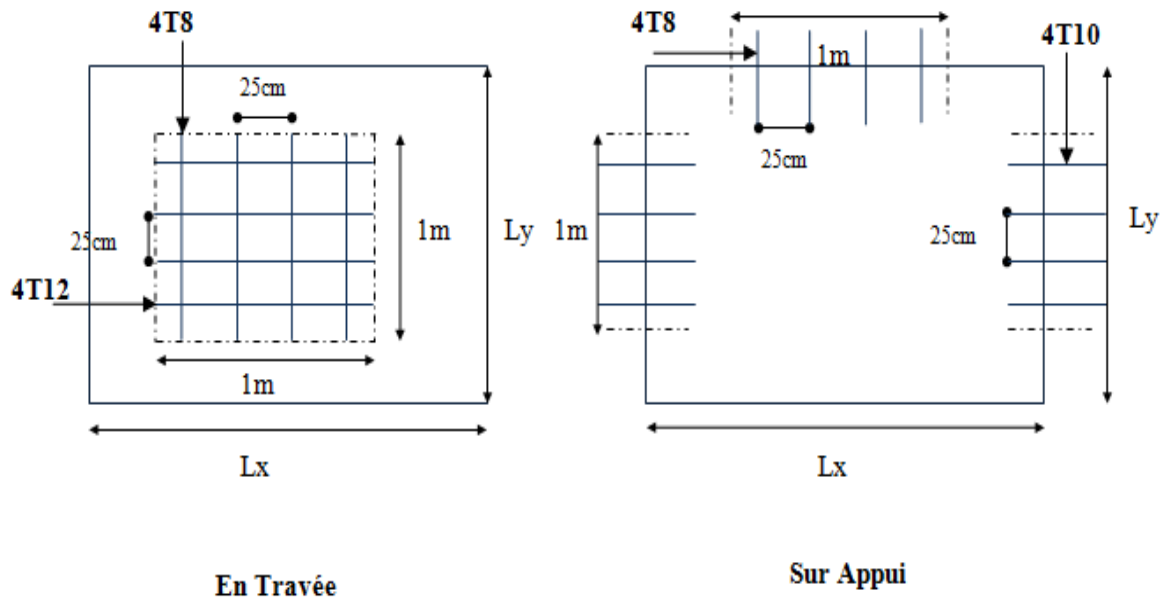


Figure III.8 : Ferrailage de plancher étage + RDC.

c) **Plancher sous sol 1 et 2:**

- **Calcul  $\alpha$**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,6}{9,25} = 0,38 < 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens}$$

le cas ou  $\alpha < 0,4$  :  $M_f$  est dans le sens  $L_x$  évaluer suivant la méthode forfaitaire.

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} \\ M_{oy} = 0 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des charges et des surcharges :**

La charge permanente :  $G = 6,6 \text{ KN/m}^2$

La charge variable :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

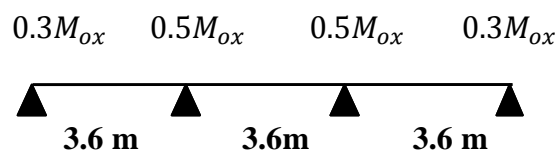
➤ **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,66 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 9,1 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des moments :**

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**



Les valeurs des moments en travées  $M_t$  :

$$M_t \geq \text{Max} \{1,05M_{ox} ; (1+0,3 \alpha) M_{ox}\} - (M_w + M_e) / 2$$

$\alpha = \frac{Q_{\text{béton}}}{G + Q_{\text{béton}}}$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes

et d'exploitation en valeur non pondérées :

$M_{ox}$ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison :  $M_{ox} = \frac{qlx^2}{8}$

$M_w$  et  $M_e$  les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite dans la travée considéré.

• **Travée 1 et 3 :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2.5}{6.6 + 2.5} = 0.27$$

$$M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} = \frac{12.66(3.6)^2}{8} = 20.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{w1} = M_{w3} = 0.3M_{ox} = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{e1} = M_{e3} = 0.5M_{ox} = 10.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = M_{t3} \geq \text{Max} \{1,05M_{ox} ; (1+0,3 \alpha) M_{ox}\} - (M_{w13} + M_{e13}) / 2$$

$$M_{t1} = M_{t3} = 0.68M_{ox} = 13.94 \text{ KN.m}$$

• **Travée 2 :**

$$M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} = \frac{12.66(3.6)^2}{8} = 20.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{w2} = 0.5M_{ox} = 10.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{e2} = 0.5M_{ox} = 10.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \text{Max} \{1,05M_{ox} ; (1+0,3 \alpha) M_{ox}\} - (M_{w2} + M_{e2}) / 2$$

$$M_{t2} = 0.58M_{ox} = 11.89 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcule le ferrailage :**

- Le calcul se fait pour une bande « 1 ml » .
- Le calcul se fait pour le panneau le plus sollicité .

Notre panneau se fléchit sans un seul sens (yy') donc le ferrailage sera dans le sens (xx')

On prend  $\emptyset_x = 10 \text{ mm}$  et l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 16 - 2 - 0.5 \Rightarrow d_x = 13.5 \text{ cm}$$

	$q_u$ (KN/m)	$M_{ox}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
E.L.U	12.66	20.55	11.89	10.25

**Tab III.10 : Sollicitations de panneau de dalle à L'ELU.**

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \text{ Avec: } b = 100\text{cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} ; A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

Les résultats de calcul est donné dans le tableau suivant :

Section	b(cm)	d(cm)	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	13.5	11.89	0.045	0.057	13.19	1.63	2.59	4T10= 3.14
Appuis	100	13.5	10.25	0.039	0.049	13.23	1.63	2.22	4T10=3.14

**Tab III.11 : Ferrailage de panneau de dalle à L'ELU.**

➤ **L'espacement maximal :**

$$S_t \leq \min [3h, 33\text{cm}] = \min [3 \times 16, 33] = 30\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 25\text{cm}$

✓ En travée :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

✓ Sur appui :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

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

$e = 16 \text{ cm} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2 ; A_{smin} = 1.63 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_{smin} < A_s \dots\dots\dots\text{CV}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivant :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Tel que :  $\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{t28} = 1.1667 \text{ Mpa}$

$$V_u = \left( \frac{q_u \times l_x}{2} \right) \times \left( \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right) = 20.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.07 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.148 \text{ Mpa}$$

$0.148 \text{ Mpa} < 1.1667 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots\text{CV}$

Condition vérifiée : pas de risque de cisaillement.

➤ **Armature de réparation :**

- En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \left(\frac{3.14}{4}\right) = 0.78 \text{ cm}^2$  on adopte :4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup> ; st = 25 cm .
- Sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \left(\frac{3.14}{4}\right) = 0.78 \text{ cm}^2$  on adopte :4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup> ; st = 25cm .

✓ **Vérification à Etat limite service :**

$$q_s = G + Q = 9.1 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité :

$$M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} = \frac{9.1(3.6)^2}{8} = 14.74 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5M_{ox} = 7.37 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.58M_{ox} = 8.54 \text{ KN.m}$$

	$q_s$ (KN/m)	$M_{ox}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
E.L.S	9.1	14.74	8.54	7.37

**Tab III.12 : Sollicitations de panneau de dalle à L'ELS.**

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \text{Avec: } b = 100\text{cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s}$$

Les résultats de calcul est donné dans le tableau suivant :

Section	b(cm)	d(cm)	$M_s$ (KN.m)	$\mu_b$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	13.5	8.54	0.032	0.04	13.28	1.63	1.84	4T8= 2.01
Appuis	100	13.5	7.37	0.028	0.035	13.31	1.63	1.59	4T8=2.01

**Tab III.13 : Ferrailage de panneau de dalle à L'ELS.**

➤ **Vérification des contraintes :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il ya lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendue ( $\sigma_{st}$ ) ne dépassent pas la contrainte limite.

**En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times d.A_s = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 30 \times 2.01y - 30 \times 13.5 \times 2.01 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 573.8$$

Alors :  $y = 2.56 \text{ cm}$

- **Calcul du moment d'inertie de la section homogène (I)**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

$$I = \frac{100 \times 2.56^3}{3} + 15 \times 2.01(13.5 - 2.56)^2$$

$$I = 4167.70 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte de béton comprimée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} y = \frac{8.54 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} \times 2.56 \times 10 = 5.24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.24 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Contrainte d'acier à la traction :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_s}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times K(d - y) = 15 \times \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \times \frac{8.54 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} (13.5 - 2.56)$$

$$\sigma_{st} = 336.25 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\sigma_{st} = 336.25 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CNV}$

• **Calcul des armatures comprimé :**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{8.54 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 201.63} = 0.002$$

$$K_1 = 51.89$$

$$\alpha_1 = \frac{15}{15 + K_1} = 0.224$$

$$\beta_1 = 1 - \left(\frac{\alpha_1}{3}\right) = 0.9253$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.54 \times 10^6}{0.9253 \times 135 \times 201.63} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopt: } 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

**En appui:**

- **Contrainte de béton comprimée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} y = \frac{7.37 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} \times 2.56 \times 10 = 4.52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.52 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Contrainte d'acier à la traction :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_s}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times K(d - y) = 15 \times \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \times \frac{7,37 \times 10^6}{4167.7 \times 10^4} (135 - 25.6)$$

$$\sigma_{st} = 290.18 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\sigma_{st} = 290.18 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$ .....CNV

• **Calcul des armatures comprimé :**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{7.37 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 201.63} = 0.002$$

$$K_1 = 51.89$$

$$\alpha_1 = \frac{15}{15 + K_1} = 0.224$$

$$\beta_1 = 1 - \left(\frac{\alpha_1}{3}\right) = 0.9253$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.37 \times 10^6}{0.9253 \times 135 \times 201.63} = 2.92 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.92 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopt: } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

➤ **Schema de ferrailage :**

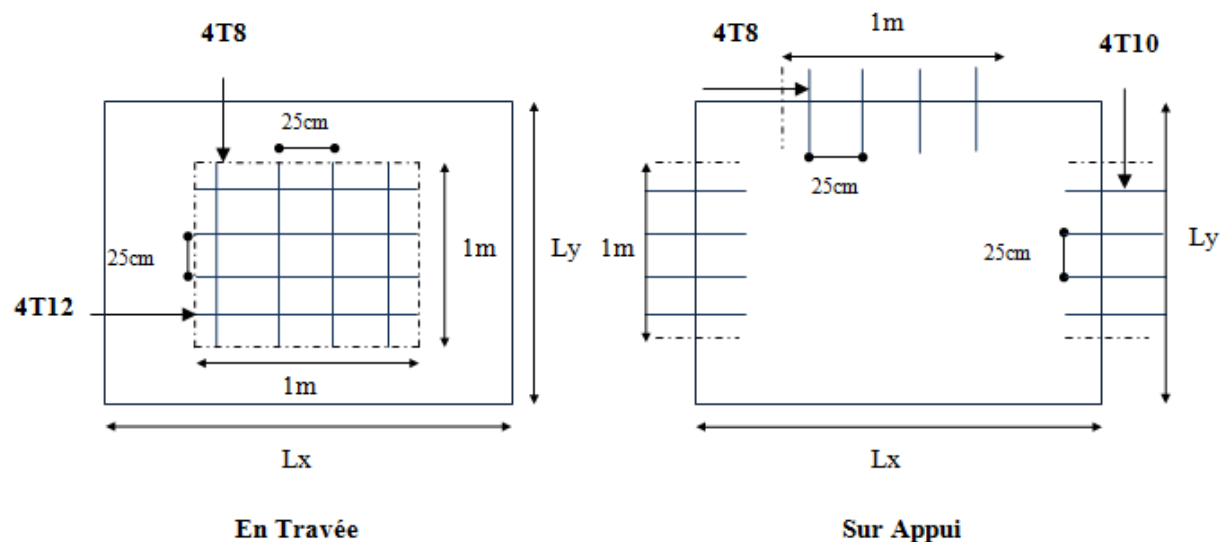


Figure III.9 : Ferrailage de plancher de Sous-Sol 1 et 2.

d) **Plancher sous sol 3:**

- **Calcul  $\alpha$**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{9.25} = 0.38 < 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens}$$

le cas ou  $\alpha < 0.4$  :  $M_f$  est dans le sens  $L_x$  évaluer suivant la méthode forfaitaire.

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} \\ M_{oy} = 0 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des charges et des surcharges :**

La charge permanente :  $G = 6.6 \text{ KN/m}^2$

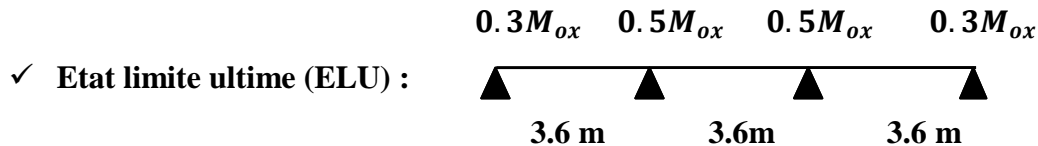
La charge variable :  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 16.41 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 11.6 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des moments :**



Les valeurs des moments en travées  $M_t$  :

$$M_t \geq \text{Max} \{1,05M_{ox} ; (1+0,3 \alpha) M_{ox}\} - (M_w + M_e) / 2$$

$\alpha = \frac{Q_{\text{béton}}}{G + Q_{\text{béton}}}$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes

et d'exploitation en valeur non pondérées :

$M_{ox}$ : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison :  $M_{ox} = \frac{qlx^2}{8}$

$M_w$  et  $M_e$  les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite dans la travée considéré.

• **Travée 1 et 3 :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{5}{6.6 + 5} = 0.43$$

$$M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} = \frac{16.41(3.6)^2}{8} = 26.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{w1} = M_{w3} = 0.3M_{ox} = 7.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{e1} = M_{e3} = 0.5M_{ox} = 13.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = M_{t3} \geq \text{Max} \{1,05M_{ox} ; (1+0,3 \alpha) M_{ox}\} - (M_{w13} + M_{e13}) / 2$$

$$M_{t1} = M_{t3} = 0.72M_{ox} = 19.13 \text{ KN.m}$$

• **Travée 2 :**

$$M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} = \frac{16.41(3.6)^2}{8} = 26.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{w2} = 0.5M_{ox} = 13.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{e2} = 0.5M_{ox} = 13.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} \geq \text{Max} \{1,05M_{ox} ; (1+0,3 \alpha) M_{ox}\} - (M_{w2}+M_{e2}) / 2$$

$$M_{t2} = 0.62M_{ox} = 16.47 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcule le ferrailage :**

- Le calcul se fait pour une bande « 1 ml ».
- Le calcul se fait pour le panneau le plus sollicité.

Notre panneau se fléchi sans un seul sens (yy') donc le ferrailage sera dans le sens (xx')

On prend  $\phi_x = 10 \text{ mm}$  et l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 16 - 2 - 0.5 \Rightarrow d_x = 13.5 \text{ cm}$$

	$q_u$ (KN/m)	$M_{ox}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
E.L.U	16.41	26.58	16.47	13.29

**Tab III.14 : Sollicitations de panneau de dalle à L'ELU.**

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \text{ Avec: } b = 100\text{cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} ; A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

Les résultats de calcul est donné dans le tableau suivant :

Section	b(cm)	d(cm)	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	13.5	16.47	0.063	0.081	13.06	1.63	3.62	4T12= 4.52
Appuis	100	13.5	13.29	0.051	0.065	13.14	1.63	2.9	4T10=3.14

**Tab III.15 : Ferrailage de panneau de dalle à L'ELU.**

➤ **L'espacement maximal :**

$$S_{t \leq} \min [3h, 33\text{cm}] = \min [3 \times 16, 33]=30\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t=25\text{cm}$$

✓ En travée :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

✓ Sur appui :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

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

$$e = 16 \text{ cm} ; A_s = 4.52 \text{ cm}^2 ; A_{smin} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{smin} < A_s \dots\dots\dots\text{CV}$$



➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivant :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Tel que :  $\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{t28} = 1.1667 \text{ Mpa}$

$$V_u = \left( \frac{q_u \times l_x}{2} \right) \times \left( \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right) = 28.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.38 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.21 \text{ Mpa}$$

0.21 Mpa < 1.1667 Mpa  $\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$  .....CV

Condition vérifiée : pas de risque de cisaillement.

➤ **Armature de réparation :**

- En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \left( \frac{5.52}{4} \right) = 1.13 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup> ; st = 25 cm.
- Sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \left( \frac{3.14}{4} \right) = 0.78 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup> ; st = 25cm.

✓ **Vérification à Etat limite service :**

$$q_s = G + Q = 11.6 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité :

$$M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} = \frac{11.6(3.6)^2}{8} = 18.79 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5M_{ox} = 9.39 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.62M_{ox} = 11.64 \text{ KN.m}$$

	$q_s$ (KN/m)	$M_{ox}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
E.L.S	11.6	18.79	11.64	9.39

**Tab III.16 : Sollicitations de panneau de dalle à L'ELS.**

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \text{Avec: } b = 100\text{cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s}$$

Les résultats de calcul est donné dans le tableau suivant :

Section	b(cm)	d(cm)	$M_s$ (KN.m)	$\mu_b$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	13.5	11.64	0.044	0.056	13.19	1.63	2.53	4T10= 3.14
Appuis	100	13.5	9.39	0.036	0.045	13.25	1.63	2.03	4T10=3.14

**Tab III.17 : Ferrailage de panneau de dalle à L'ELS.**

➤ **Vérification des contraintes :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il ya lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendue ( $\sigma_{st}$ ) ne dépassent pas la contrainte limite.

**En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times d \cdot A_s = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 30 \times 3.14y - 30 \times 13.5 \times 3.14 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 719.41$$

Alors :  $y = 3.12 \text{ cm}$

**- Calcul du moment d'inertie de la section homogène (I)**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d-y)^2 \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

$$I = \frac{100 \times 3.12^3}{3} + 15 \times 3.14(13.5 - 3.12)^2$$

$$I = 6087.13 \text{ cm}^4$$

**- Contrainte de béton comprimée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} y = \frac{11.64 \times 10^6}{6087.13 \times 10^4} \times 3.12 \times 10 = 5.96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.96 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**- Contrainte d'acier à la traction :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_s}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times K(d-y) = 15 \times \frac{M_s}{I} (d-y) = 15 \times \frac{11.64 \times 10^6}{6087.13 \times 10^4} (135 - 31.2)$$

$$\sigma_{st} = 297.73 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\sigma_{st} = 297.73 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CNV}$

**• Calcul des armatures comprimé :**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{11.64 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 201.63} = 0.003$$

$$K_1 = 40.79$$

$$\alpha_1 = \frac{15}{15 + K_1} = 0.269$$

$$\beta_1 = 1 - \left(\frac{\alpha_1}{3}\right) = 0.9104$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.64 \times 10^6}{0.9104 \times 135 \times 201.63} = 4.69 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4.69 \text{ cm}^2$  donc on adopt: 5T12 = 5.65  $\text{cm}^2$ .

**En appui:**

- **Contrainte de béton comprimée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} y = \frac{9.39 \times 10^6}{6087.13 \times 10^4} \times 3.12 \times 10 = 4.81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.81 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Contrainte d'acier à la traction :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_s}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times K(d - y) = 15 \times \frac{M_s}{I} (d - y) = 15 \times \frac{9.39 \times 10^6}{6087.13 \times 10^4} (135 - 31.2)$$

$$\sigma_{st} = 240.18 \text{ Mpa}$$

Donc :  $\sigma_{st} = 240.18 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CNV}$

• **Calcul des armatures comprimé :**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{9,39 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 201.63} = 0.002$$

$$K_1 = 51.89$$

$$\alpha_1 = \frac{15}{15 + K_1} = 0.224$$

$$\beta_1 = 1 - \left( \frac{\alpha_1}{3} \right) = 0.9253$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.39 \times 10^6}{0.9253 \times 135 \times 201.63} = 3.72 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.72 \text{ cm}^2$  donc on adopt: 5T10 = 3.93  $\text{cm}^2$ .

➤ **Schema de ferrailage :**

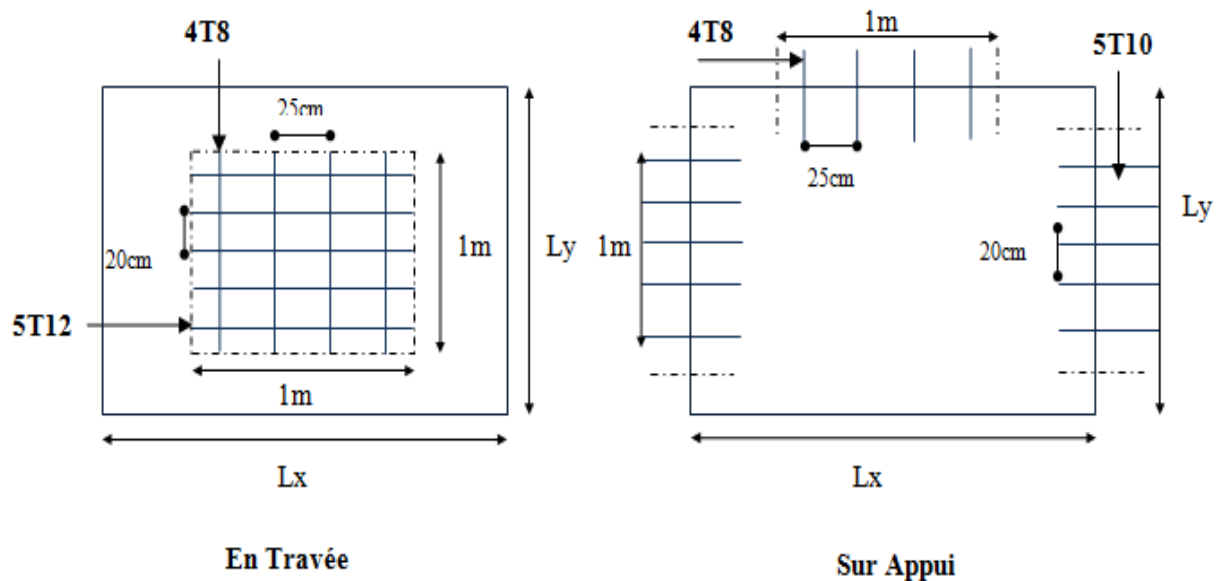


Figure III.10 : Ferrailage de plancher de Sous-Sol 3.

### III.4. étude de l'escalier :

#### III.4.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment l'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries,, donc les fissuration sont considérées comme peu nuisibles, la section est soumise à la flexion simple.

- Dans notre cas, les escaliers sont en béton armé.
- Dans notre cas structure on a un seul type d'escaliers qui compose d'un paillasse et un palier de repos.

#### III.4.2. Composition d'un escalier :

Il est caractérisés par :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : La largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche (h).
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : La partie horizontale. ;
- La volée : suite ininterrompues des marches.

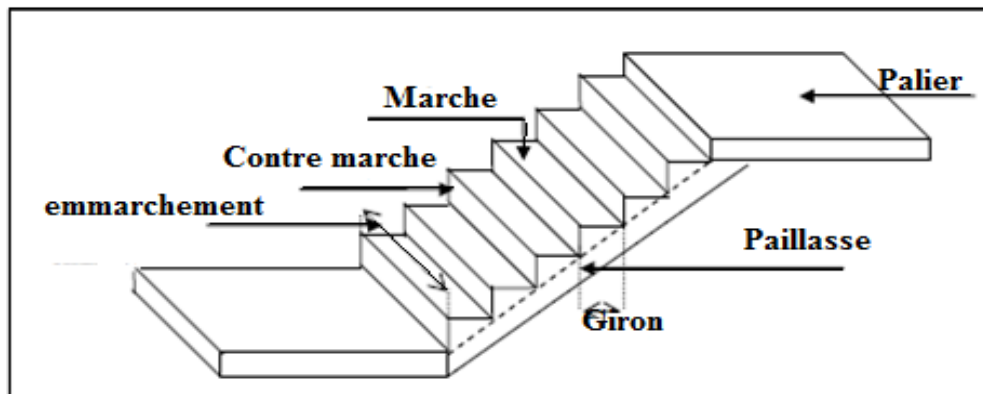


Fig III.11 : Schéma d'un escalier.

## III.4.3. Evaluation des charges :

La charge	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )
Palier	5.60	2.5
Paillasse	8.46	2.5

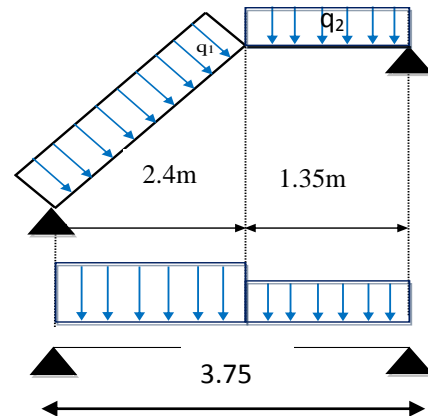


Fig III.12 : schéma statique de l'escalier.

## III.4.4. calcul des sollicitations :

## ❖ Les combinaisons des charges :

$$\text{A l'ELU : } q = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Paillasse : } q_1 = 15.17 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Palier : } q_2 = 11.31 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{A l'ELS : } q = G+Q$$

$$\text{Paillasse : } q_1 = 10.96 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Palier : } q_2 = 8.1 \text{ KN/m}^2.$$

❖ La charge équivalente :  $q_{eq} = \frac{\sum q_i \cdot l_i}{\sum l_i}$ 

## A l'ELU :

$$q_{eq} = 13.78 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 13.78 \times 3.75^2 / 8 = 24.22 \text{ KN.m}$$

- En travée :  $M_{tu} = 0.75M_0 = 0.75 \times 24.22 = 18.16 \text{ KN.m}$

- En appui :  $M_{au} = 0.5M_0 = 0.5 \times 24.22 = 12.11 \text{ KN.m}$

## A l'ELS :

$$q_{eq} = 9.93 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 9.93 \times 3.75^2 / 8 = 17.45 \text{ KN.m}$$

- En travée :  $M_{tser} = 0.75M_0 = 0.75 \times 17.45 = 13.08 \text{ KN.m}$

- En appui :  $M_{aser} = 0.5M_0 = 0.5 \times 17.45 = 8.72 \text{ KN.m}$

	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)
En travée	18.16	13.08
En appui	12.11	8.72

❖ Calcul de ferrailage :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml.

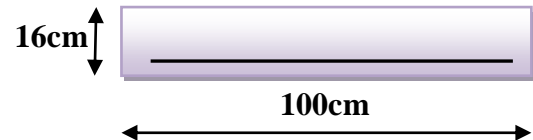
la section du béton est:  $A = (b.h) = (100.16) \text{ cm}^2$ .

La hauteur utile  $d = h - c - \phi/2 = 16 - 2 - 1/2 = 13.5 \text{ cm}$

$c$  : c'est l'enrobage des armatures :  $c \geq 1 \text{ cm}$  soit  $c = 2 \text{ cm}$ .

$h$  : c'est l'épaisseur de la paillasse ( $e = 16 \text{ cm}$ ).

$\phi$  : c'est le diamètre des armatures (en générale  $\phi = 1$  pour les dalles pleines).



➤ Calcul des armatures :

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \text{ Avec: } b = 100 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} ; A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

Les résultats de calcul est donné dans le tableau suivant :

➤ Les armatures longitudinales :

Section	b(cm)	d(cm)	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	100	13.5	18.16	0.07	0.09	13.01	1.63	4.01	5T12= 5.65
Appuis	100	13.5	12.11	0.064	0.058	13.18	1.63	2.64	5T10=3.95

Tab III.18 : Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/400 = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$e = 16 \text{ cm} ; A_s = 5.56 \text{ cm}^2 ; A_{smin} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{smin} < A_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Espacement maximale :

$$St \leq \text{Min} (3h, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \text{Min} (48, 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour la travée: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(C.V)}$$

Pour l'appui:  $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{C.V})$

• **Les armatures de répartition :**

✓ **En travée :**  $A_r = \frac{A_s}{4} = \left(\frac{5.56}{4}\right) = 1.41 \text{ cm}^2$  on adopte :4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>; st = 20 cm.

✓ **Sur appuis :**  $A_r = \frac{A_s}{4} = \left(\frac{3.95}{4}\right) = 0.98 \text{ cm}^2$  on adopte :4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>; st = 20 cm.

❖ **Vérification :**

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Il faut vérifier la condition suivante:

On a:  $\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ Mpa}$ .

$V_u = q_{eq} \times l/2 = 13.78 \times 3.75/2 = 25.83 \text{ KN}$

$\tau_u = V_u / b.d = 25.83 \times 10^{-3} / 1 \times 0.135 = 0.19 \text{ MPa}$ .

$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$

Donc il n y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS :**

**Vérification des contraintes :**

Soit:  $\alpha \leq (\gamma-1)/2 + f_{c28}/100 = 0.44$

• **En travée:**  $\gamma = M_u/M_{ser} = 18.16/13.08 = 1.38$

$\alpha = 0.09 \leq 0.44 \dots\dots\dots (\text{C.V})$

• **sur appui:**  $\gamma = M_u/M_{ser} = 12.11/8.72 = 1.38$

$\alpha = 0.058 \leq 0.44 \dots\dots\dots (\text{C.V})$

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} h/l > 1/16 & 16/375 = 0.042 \leq 0.0625 \dots\dots\dots (\text{C.NV}) \\ h/l > M_{tu} / (10 \times M_0) & 0.042 \leq 0.074 \dots\dots\dots (\text{C.NV}) \\ A_s / b.d \leq 4.2 / f_e & \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0041 \leq 0.0105 \dots\dots\dots (\text{C.V}) \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s'imposera.

➤ **Calcul de la flèche :**

Le calcul de la flèche total est donné par la formule de BAEL91 comme suite:

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$ : sont les flèches respectivement due à l'ensemble des charges permanente, après la mise en place des revêtements.

$f_{pi}$ : est la flèche due à la l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

$f_{ji}$ : est la flèche due à l'ensemble des charges appliquées avant la mise en place des revêtements.

$\frac{l}{500}$  Cette flèche ne doit pas dépasser.

D'après le BAEL91 on a:

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10.E_i.I_{fi}}; f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10.E_v.I_{vf}}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène réduite "I" :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A_s (d - y)^2$$

Avec: y est la position de l'axe neutre.

$\eta$  est le coefficient d'équivalence=15

➤ **Calcul de y:**

On a:

$$b \cdot y^2 - 2 \cdot \eta \cdot A_s (d - y) = 0$$

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times d \cdot A_s = 0 \quad \text{Avec : } A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$100y^2 + 30 \times 5.65y - 30 \times 13.5 \times 5.65 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 971.61$$

Alors : y = 4.01 cm

➤ **Moment d'inertie de la section homogène "I<sub>0</sub>" :**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \left( \frac{h}{2} - v \right)^2 + 15 \cdot A_s (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + 15 A_s} \text{ et } \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5 \cdot \rho} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$



Les résultats obtenues sont récapitulés dans le tableau suivant:

Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V(cm)	I0 (cm <sup>4</sup> )	ρ%	λ <sub>i</sub> (MPa)	λ <sub>v</sub> (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
4.01	9781.96	9.71	40029.25	0.004	5.25	2.1	32164.2	10721.39

Tab III.19 : Différents coefficients pour le calcul de la flèche.

**a. Calcul la flèche instantanée due à G : '' f<sub>gi</sub>'' :**

La combinaison : q = G le calcul sera fait pour 1ml

''G'' : charge permanente avec revêtement.

- Paillasse1 : q = 8.46 KN/ml.

- Palier : q<sub>1</sub> = 5.60 KN/ml.

$$q_{eq} = \frac{8.46 \times 2.4 + 5.6 \times 1.35}{3.75} = 7.43 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq} = 7.73 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul du moment :**

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 13.06 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,75 M_0 = 0,75 \times 13.06 = 9.79 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I} = 142.46 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{(1,75 f_{t28})}{4 \cdot \rho \cdot \sigma + f_{t28}} \right] = 0,16$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{(1,1 \times 40029.25)}{1 + 5.25 \times 0,16} = 23930.52 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s L^2}{10 \cdot I_{fi} \cdot E_i} = \frac{9.79 \times (3.75)^2 \times 10^8}{10 \times 23930.52 \times 32164.2} = 1.78 \text{ mm}$$

**b. Calcul la flèche différée due à G : '' f<sub>gv</sub>'' :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 32958.21 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s L^2}{10 \cdot I_{gv} \cdot E_v} = \frac{9.79 \times (3.75)^2 \times 10^8}{10 \times 32958.21 \times 10721.39} = 3.89 \text{ mm}$$

**c. Calcul la flèche due à G + Q : '' f<sub>pi</sub>'' :**

$$q_{eq} = 9.93 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_{eq} \times l^2 / 8 = 17.45 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,75 M_0 = 0,75 \times 17.45 = 13.08 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15.M_s(d-y)}{I} = 190.34 \text{ MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4.\rho.\sigma + f_{t28}} \right] = 0,28$$

$$I_{fp} = \frac{(1,1.I_0)}{1 + \lambda_i.\mu} = 17826,79 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_s.L^2}{10.E_i.I_{fp}} = 3,20 \text{ mm}$$

**d. Calcul La flèche instantanée due à j : " f<sub>ji</sub> ":**

La combinaison : q = j

J : la charge permanente avant la mise en place du revêtement :

Le palier : j = 5,6 – 1,6 = 4 KN/m<sup>2</sup>

La paillasse: j = 8,46 – 1,6 = 6,86 KN/m<sup>2</sup>

➤ **Calcul de la charge équivalente :**

$$J_{eq} = 5.83 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul de moment : M<sub>s</sub>**

$$M_s = 0,75 M_0 = 7,68 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 111,76 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75 f_{t28}}{4.\rho.\sigma + f_{t28}} \right] = 0,05$$

$$I_{fj} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i.\mu_j} = 34876,97 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s.L^2}{10.E_i.I_{fj}} = 0.96 \text{ mm}$$

**e. Calcul de la flèche admissible «  $\bar{f}$  »:**

$$\bar{f} = L / 500 = 3750 / 500 = 7,5 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 3,89 - 0.96 + 3,20 - 1.78 = 4,35 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 4,35 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**III.4.5. Poutre noyée :****III.4.5.1. Définition :**

La poutre noyée est une poutre incorporée dans les planchers et elle est destinée à reprendre les charges telle que :

- Poids propre.
- Poids de dalle.

Elle est encadrée dans la poutre et fléchit d'une manière proportionnelle au fléchissement des dalles aux quelle il fait partie. La poutre noyée a une hauteur égale à l'épaisseur de la dalle (16cm) et une largeur de 30cm.

**III.4.5.2. Evaluation de charge :**✓ **Poids propre de la poutre :**

$$G = 0.16 \times 0.30 \times 25 = 1.2 \text{ KN/m.}$$

✓ **Poids de la dalle :**

$$G' = 3.86 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Alors, } G_{\text{TOT}} = 3.86 + 1.2 = 5,06 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

**III.4.5.3. Calcul de ferrailage :**➤ **Calcul à l'ELU :**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5,06 + 1.5 \times 2.5 = 10,58 \text{ KN/m.}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$\text{Moment isostatique: } M_0 = q_u \times l^2 / 8 = 10,58 \times 3,07^2 / 8 = 12,46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0,75M_0 = 9,34 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0,5M_0 = 6,23 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = q_u \times l / 2 = 16,24 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Pour le calcul, on utilise les formules suivantes : (le calcul se fera par assimilation à la flexion simple).

	$M_U(\text{KN.m})$	$b(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z(\text{cm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
<b>En travée</b>	9,34	30	31,5	0,022	0,027	13,35	2,01	0,48	2T12=2.26
<b>Sur appui</b>	6,23	30	31,5	0,014	0,017	13,40	1,33	0,48	2T10=1,57

**Tab III.20 : Ferrailage de la poutre noyée.**

➤ Calcul à ELS :

-  $Q_{SER} = G+Q = 7,56\text{KN/m}$ .

✓ Calcul des sollicitations :

Moment isostatique:  $M_0 = q_u \times l^2 / 8 = 7,56 \times 3,07^2 / 8 = 8,90 \text{ KN.m}$

Moment en travée:  $M_t = 0,75M_0 = 6,67 \text{ KN.m}$

Moment sur appui :  $M_a = 0,5M_0 = 4,45 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :  $V = q_{ser} \times l / 2 = 11,60 \text{ KN}$ .

➤ Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante:  $\tau_u < \tau_{lim}$  ..... Pas de risque de cisaillement.

Fissuration non préjudiciable :  $\tau_{lim} = 3.33\text{MPa}$ .

$\tau = V_u / b_0 \times d = 11,60 / 0.3 \times 0.135 = 0.286 \text{ MPa}$ .....  $\tau < \tau_{lim}(\text{CV})$ .

III.4.5.4. Calcul des armatures transversales :

$S_t \leq \min (0.90d; 40\text{cm}) = \min (0.90 \times 13,5; 40\text{cm}) = 12, 15\text{cm}$ .

$\phi_t \leq \min (h/35; b_0/10; \phi) = 4,57 \text{ cm}$ ..... on prend un cadre de  $\phi 8$  chaque 13 cm.

$A_t \times f_e / b \times S_t \geq \text{Max} (\tau_u / 2; 0.40\text{MPa}) = (0.143; 0.40) = 0.40 \text{ MPa}$ .....  $A_t \geq 0.364 \text{ cm}^2$ .

Donc, on adopte:  $\phi_t = 8\text{mm}$ .....  $1\phi 8 = 0.50\text{cm}^2 > 0.360\text{cm}^2$ .

D’après RPA 99, l’espacement entre les armatures transversales doit être limitée à :

✓ Zone nodale :

$S_t \leq \text{Min} (h/4; 12\phi_t) = \text{Min} (4; 9.6) = 4\text{cm}$ . ➔  $S_t = 5\text{cm}$ .

✓ Zone courante:

$S_t \leq h/2$ ..... On adopte;  $S_t = 8 \text{ cm}$ .

III.4.5.5. Vérification de la contrainte admissible :

Puisqu’on a une fissuration peu nuisible, il faut que cette formule vérifiée :

$\alpha \leq (\gamma-1)/2 + f_{c28}/100$ .

	$\gamma$	$(\gamma-1)/2 + f_{c28}/100$	$\alpha$	Vérification
En travée	1,4	0,45	0,027	CV
Sur appui	1,4	0,45	0,017	CV

Tab III.21 : Vérification de ferrailage de la poutre noyée.

III.4.5.6. Schéma de ferrailage de la poutre noyée :

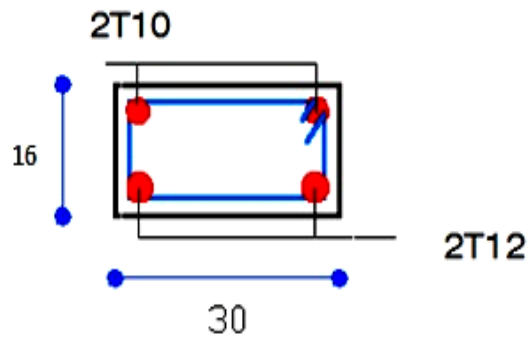


Fig III.13 : Ferrailage poutre noyée.

III.4.5.7. Schéma de ferrailage des escaliers :

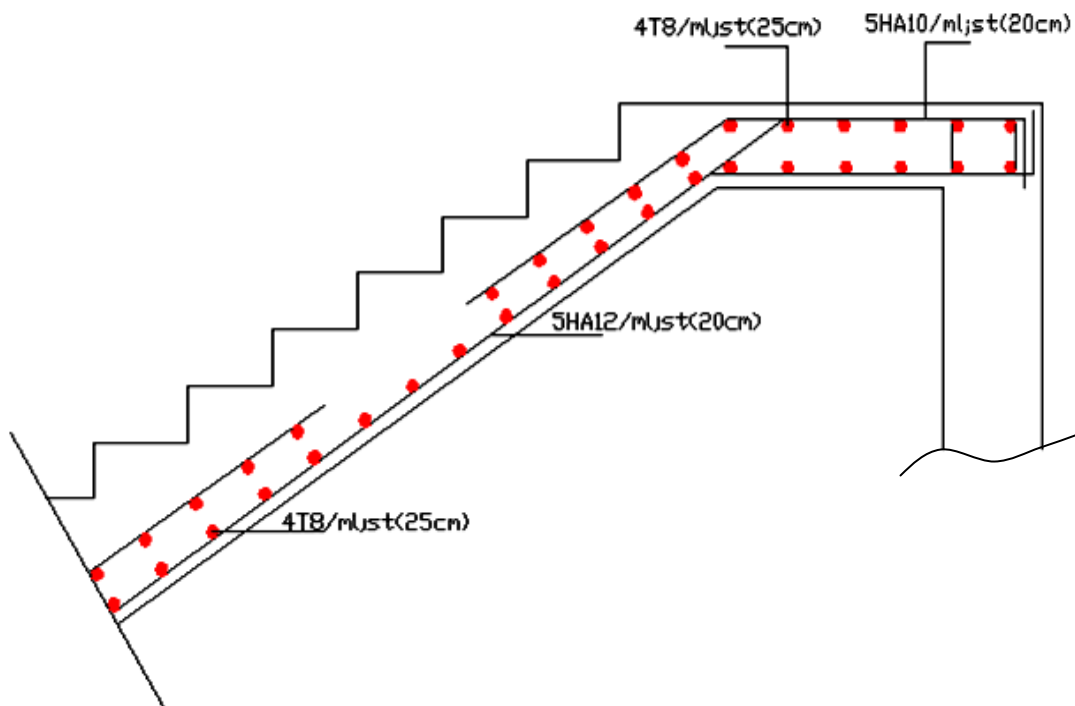


Fig III.14 : Ferrailage de l'escalier.



# *Chapitre IV*

## *Etude de vent*



#### IV .1.Introduction :

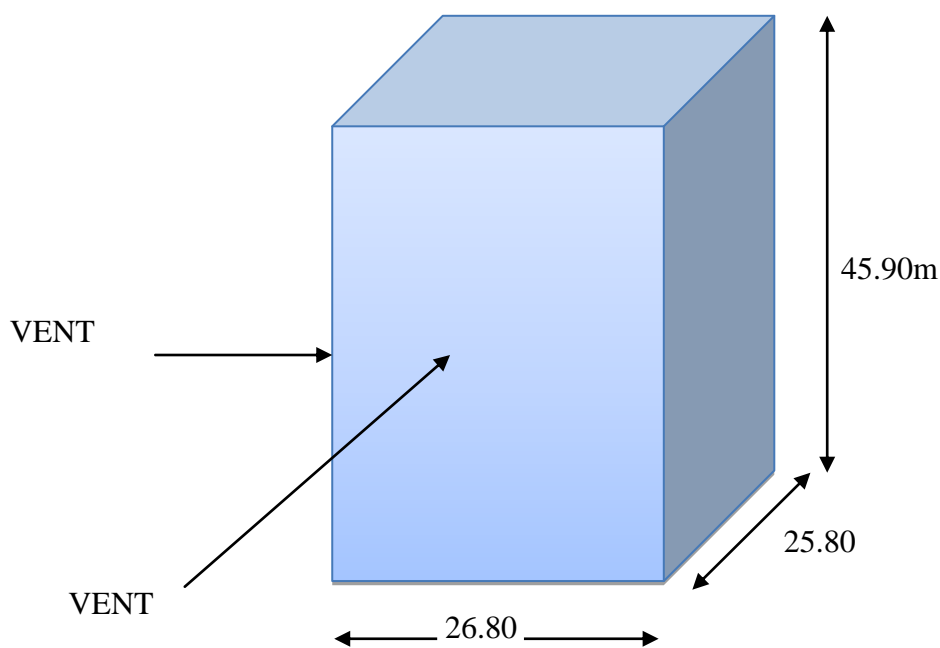
Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, tels que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent,

Le calcul est conduit selon le Règlement Neige et Vent **RNV99**,

Le bâtiment sera modélisé par une console encastree dans le sol et soumis à une pression due au vent répartie sur toute la hauteur.



**Fig IV.1 : Action de vent.**

#### IV.2. Application de RNV 99 :

##### ➤ La vérification de la stabilité d'ensemble :

Le **RNV99** imposent un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I** d'après **RNV99** (art 1.1.3 page 38)

L'application de **RNV99** exige les étapes suivantes :

### IV.2. 1. Détermination de coefficient dynamique Cd :

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

#### Valeur de Cd :

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque (3.1page 51) ; pour :

#### Sens x :

$$\left. \begin{array}{l} h = 45.90\text{m} \\ b = 26.80\text{m} \end{array} \right\} \text{Après l'interpolation : } Cd = 0.94 < 1.2$$

#### Sens-y :

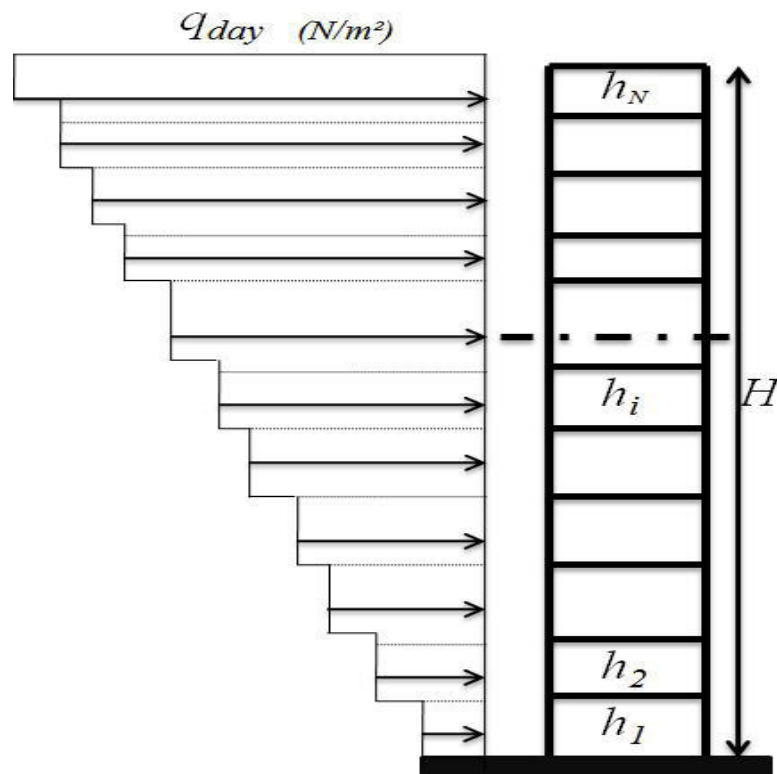
$$\left. \begin{array}{l} h = 45.9\text{m} \\ b = 25.80\text{ m} \end{array} \right\} \text{Après l'interpolation : } Cd = 0.94 < 1.2$$

Cd dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques dues au vent.

### IV.2.2. Détermination de la pression dynamique de vent qdyn

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface  $j$  horizontaux selon la procédure donnée à l'article 3, 1,1 des **RNV99**, les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de  $n$  éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec  $n$  étant le nombre de niveaux de la construction,





**Fi IV.2 : Répartition de la pression dynamique.**

La pression dynamique  $q_{dyn}$  ( $Z_j$ ) qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée Par la **RNV99** (formule 2,12 pages 45),  $q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(z_j)$  [N/m<sup>2</sup>],

$Z_j$  : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$ ,

$q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée par le **RNV99** (tab 2,3 page 46) en fonction de la zone de vent,

ANNABA (zone I)  $\Rightarrow q_{ref} = 375$  N/m<sup>2</sup>.

#### IV.2.3. Détermination de coefficient d'exposition $C_e$ :

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol,

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ;  $C_e(z)$  est donnée par la **RNV99** (for 2,13 pages 46) :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

$C_T$  : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent,

Sa valeur est donnée par **RNV99** (tab 2,5 page 48),

Site plat  $\Rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$

$K_T$  : Facteur de terrain sa valeur est donnée par **RNV99** (tableau 2,4 page 47)

$C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent

Sa valeur est défini par la loi logarithmique,

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \dots \dots \dots, \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

Avec:  $Z_0$  : paramètre de rugosité,

$Z_{\min}$  : hauteur minimale,

Sa valeur ( $Z_0, Z_{\min}$ ) est donnée par **RNV99 (tab 2,4 page 47)**,

Catégorie de terrain	$K_T$	$z_0$	$Z_{\min}$
I	0.17	0.01	2

**Tab IV.1 : définition des catégories de terrain.**

Niveau	$Z_j$ (m)	$C_r$	$C_e$	$q_{ref}$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )
14	44.37	1.42	3.70	375	1387.50
13	41.31	1.41	3.66	375	1372.50
12	38.25	1.40	3.62	375	1357.50
11	35.19	1.38	3.54	375	1327.50
10	32.13	1.37	3.50	375	1312.50
09	29.07	1.35	3.42	375	1282.50
08	26.01	1.33	3.35	375	1256.25
07	22.95	1.31	3.27	375	1226.25
06	19.89	1.29	3.19	375	1196.25
05	16.83	1.26	3.08	375	1155
04	13.77	1.22	2.94	375	1102.50
03	10.71	1.18	2.79	375	1046.25
02	7.65	1.12	2.58	375	967.50
01	4.59	1.04	2.31	375	866.25
RDC	1.53	0.85	1.73	375	648.75

**Tab IV.2 : valeur de  $C_r$  et  $C_e$  et  $q_{dyn}$  selon la hauteur  $Z$ .**

**IV.2.4. Détermination des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  :**

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée est donnée par **RNV99 (for 5,1 page 64)**,

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

**S (m<sup>2</sup>)**: désigne la surface chargée de la paroi considérée.

IV.2.4.1. Parois verticales :

D'après RNV99 (fig5,1 page 64) il faut diviser les parois comme l'indique la figure suivant

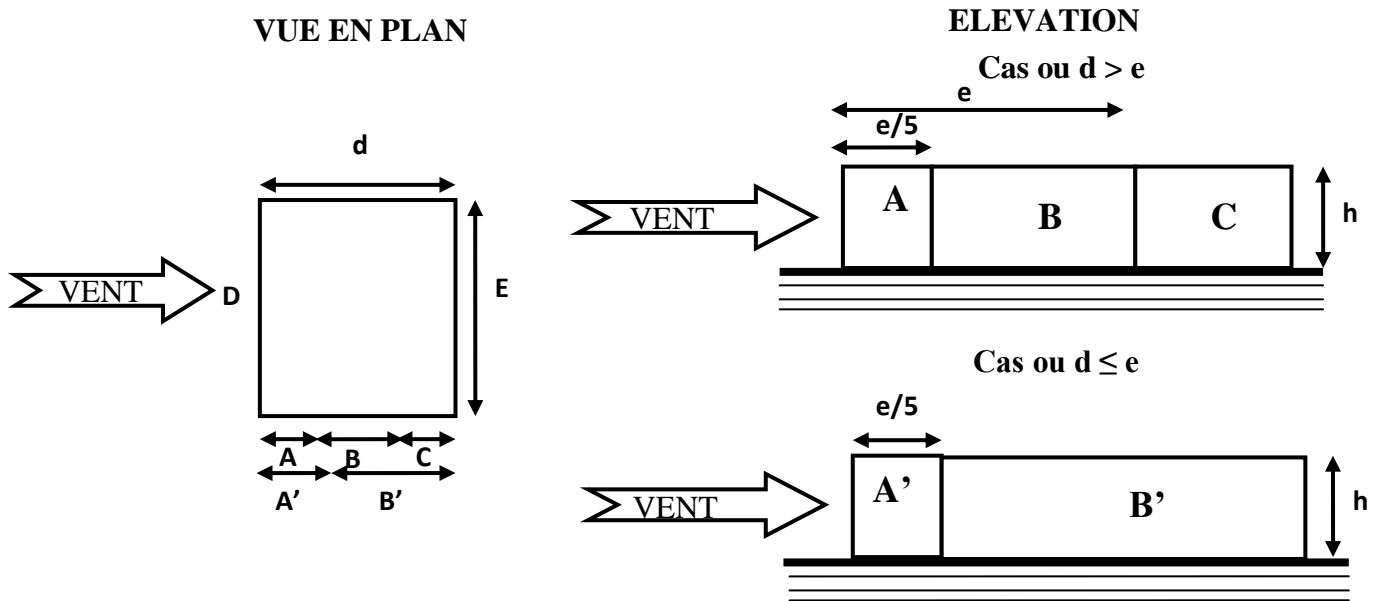


Fig IV.3 : Légende pour les parois verticales.

➤ Sens transversal (x-x) :

$h = 45.90\text{ m}$      $b = 25.80\text{ m}$      $d = 26,80\text{ m}$

$e = \text{Min}(b, 2h)$      $e = b = 25.80\text{ m}$

$b$ : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction,

$h$ : La hauteur totale de la construction,

$d$ : est la dimension parallèle à la direction du vent,

On  $ae < d$  donc :

La surface de la paroi considérée est:  $S = b \times h = 25.8 \times 45.90 = 1184.22\text{ m}^2 > 10\text{ m}^2$

Donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$ .

A	B	C	D	E
$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
-1.00	-0.80	-0.5	+0.8	-0.30

Tab IV.3 : Coefficients de pression extérieure des parois verticales(x-x).

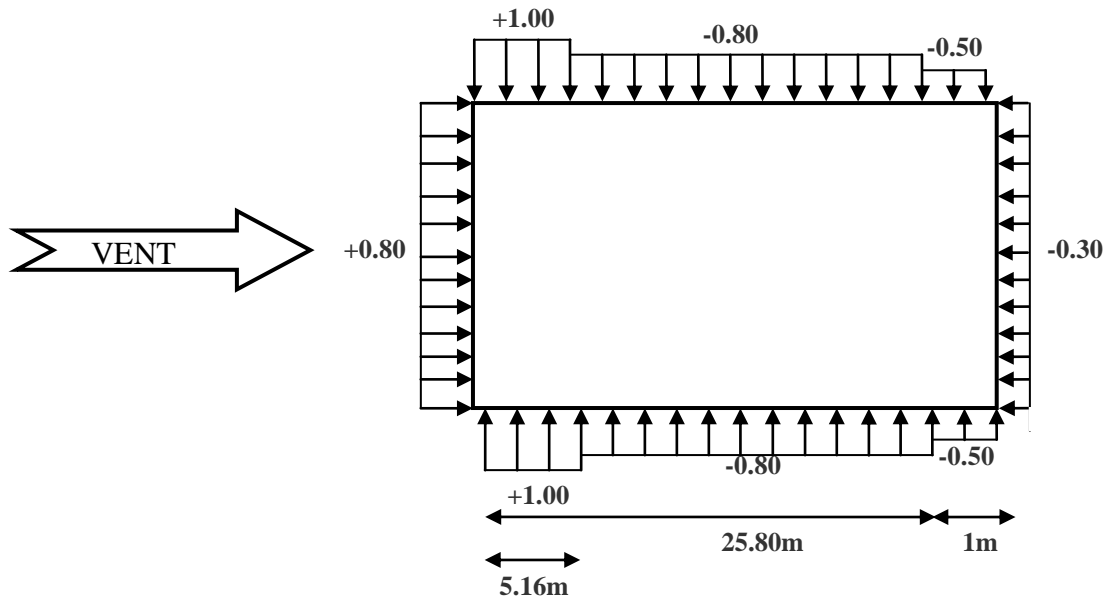


Fig IV.4 : La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (x-x)

➤ Sens longitudinal (y-y) :

$h = 45.90 \text{ m} \quad b = 26.80\text{m} \quad d = 25.80\text{m}$

$e = \text{Min}(b, 2h) \quad e = 26.80\text{m}$

onà :  $e > d$  donc

La surface de la paroi considérée est :

$$S = b \times h = 26.80 \times 45.90 = 1230.12 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$$

Donc  $C_{pe} = C_{pe10}$ .

A'	B'	D	E
$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
-1.00	-0.80	+0.80	-0.30

Tab IV.4 : Coefficients de pression extérieure des parois verticales sens( y-y).

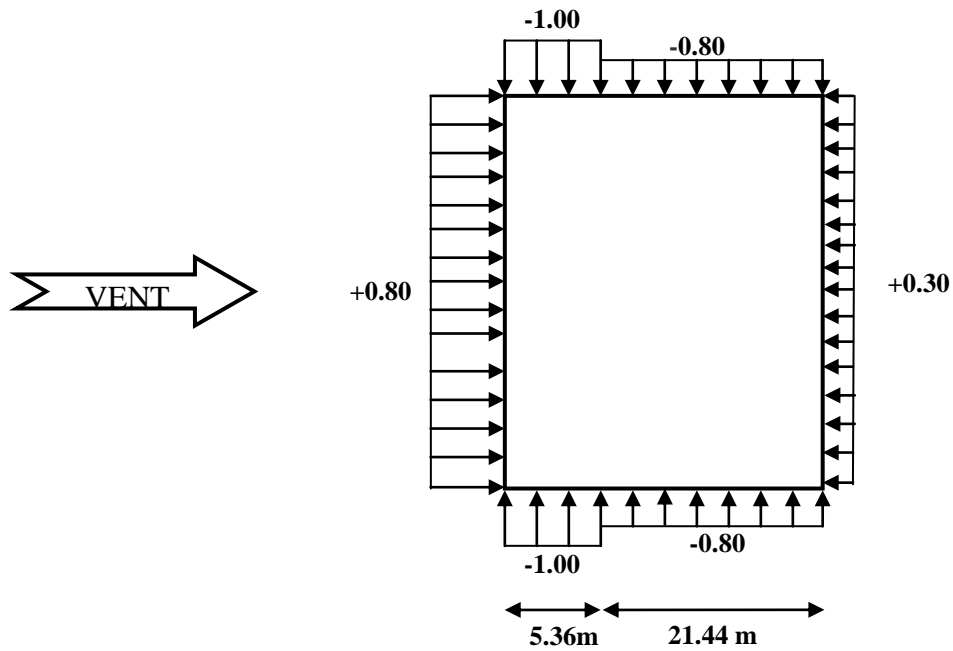


Fig IV.5 : La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (y-y)

IV.2.4.2. Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après (RNV99 page65).

$$e = \min[b; 2h]$$

**b**: dimension du coté perpendiculaire au vent

**h<sub>p</sub>** : la hauteur de l'acrotère

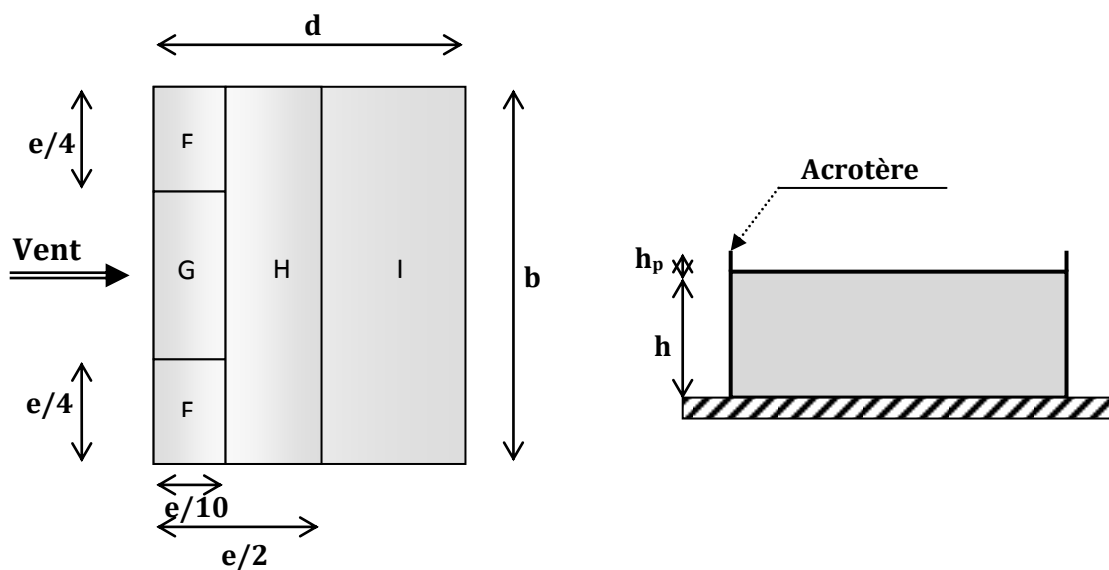


Fig IV.6 : Les toitures plates.

	F		G		H		I	
	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe1</sub>
H <sub>p</sub> /h = 0.025	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	
H <sub>p</sub> /h = 0.05	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	±0.2	
H <sub>p</sub> /h = 0.1	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	±0.2	

Tab IV.5 : Les coefficients de pression externe de la toiture.

Dans notre cas :  $\frac{H_p}{h} = \frac{0.6}{45.90} = 0.013$

• Sens X :

Pour : b = 25.80 m

e = min (25.80; 2 × 45.90) = min (25.80 ; 91.80) ; donc e = 25.80m,

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :

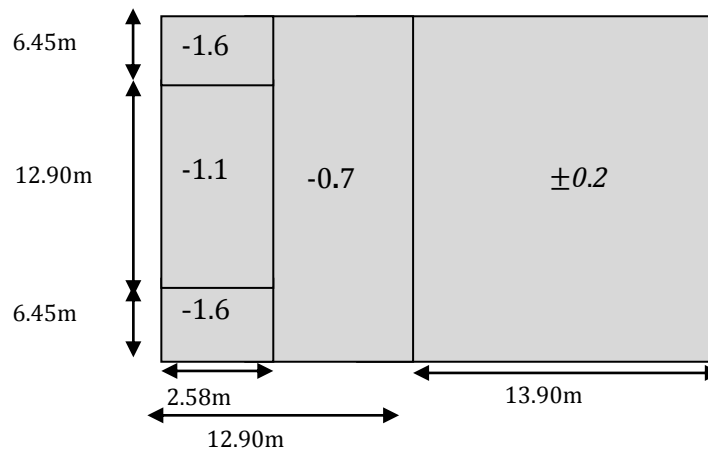


Figure IV.7 : La distribution de C<sub>pe</sub> sur la toiture sens xx.

• Sens Y :

Pour : b = 26.80

e = min(26.80 ; 2 × 45.90) = min(26.80 ; 91.80) ; donc e = 26.80m

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :

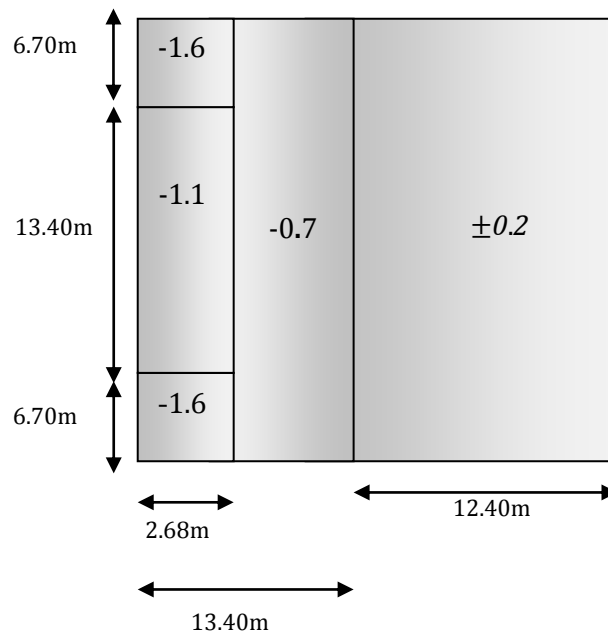


Fig IV.8 : La distribution de  $C_{pe}$  sur la toiture sens yy.

**IV.2.5. Détermination du coefficient de pression nette  $C_p$ :**

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

**IV.2.6. Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

D'après RNV99 (art 2.2.2page79) Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures et :  $C_{pi} = 0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$

- Sens x :

➤ Pour  $C_{pi} = 0.8$

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{p10}$	$C_p$
A	0.8	-1.0	-1.8
B	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	±0.2	-0.6 ou -1

Tab IV.6 : Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = 0.8$

➤ pour  $C_{pi} = -0.5$

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{p10}$	$C_p$
A	-0.5	-1.0	-0.5
B	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	$\pm 0.2$	+0.7 ou +0.3

Tab IV.7 : Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = -0.5$

➤ Pour  $C_{pi} = 0.8$

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{p10}$	$C_p$
A	0.8	-1.0	-1.8
B	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	$\pm 0.2$	-0.6 ou -1

Tab IV.8 : Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = 0.8$

➤ pour  $C_{pi} = -0.5$

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{p10}$	$C_p$
A	-0.5	-1.0	-0.5
B	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	$\pm 0.2$	+0.7 ou +0.3

Tab IV.9 : Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = -0.5$



### IV.2.7. Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions de **catégorie I**, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides, la valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  et donnée par **RNV99 (for 2,1 page 40)**:

$$q_j = C_d \times w(z_j),$$

$C_d$  : Coefficient dynamique de la construction

$W(N/m^2)$  : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ ,

$W_j$ : est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

On prend par exemple :  $Z_j = 44.37 \text{ m} \Rightarrow q_{dyn} = 1387.5 N/m^2$

➤ Pour  $C_{pi} = 0.8$  :

Sens transversal (x-x) :

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$W_j [N/m^2]$	$q_j [N/m^2]$
A'	0.8	-1.0	-2497.5	-2347.65
B'	0.8	-0.8	-2220	-2086.80
D	0.8	+0.8	0	0
E	0.8	-0.3	-1526.25	-1434.67

Tab IV.10 : Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi} = 0.8$  suivent sens (x-x)

Sens transversal (y-y) :

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$W_j [N/m^2]$	$q_j [N/m^2]$
A'	0.8	-1.0	-2497.5	-2347.65
B'	0.8	-0.8	-2220	-2086.80
C	0.8	+0.5	-416.25	-391.75
D	0.8	+0.8	0	0
E	0.8	-0.3	-1526.25	-1434.67

Tabl IV.11 : Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi} = 0.8$  suivent sens (y-y)

➤ Pour  $C_{pi} = -0.5$

Sens transversal (x-x) :

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$W_j [N/m^2]$	$q_j [N/m^2]$
A'	-0.5	-1.0	-693.75	-652.12
B'	-0.5	-0.8	-416.25	-391.27
D	-0.5	+0.8	1803.75	1695.52
E	-0.5	-0.3	277.5	260.85

Tab IV.12 : Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi} = -0.5$  suivant sens (x-x)

Sens transversal (y-y) :

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe}$	$W_j [N/m^2]$	$q_j [N/m^2]$
A'	-0.5	-1.0	-693.75	-652.12
B'	-0.5	-0.8	-416.25	-391.27
C	-0.5	+0.5	1387.5	1304.25
D	-0.5	+0.8	1803.75	1695.52
E	-0.5	-0.3	277.5	260.85

Tab IV.13 : Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi} = -0.5$  suivant sens (y-y)

#### IV.2.8. Calcul des forces de frottement $f_{fr}$ :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement  $f_{fr}$  est donnée par RNV99 (formule 2,8 page 43):

$$f_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

$j$ : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent,

$Z_j$ : La hauteur du centre de l'élément  $j$ ,

$S_{fr,j}$  : aire de l'élément de surface  $j$ ,

$C_{fr,j}$  : coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$ ,

D'après RNV99 (l'artc1,4,2 page 41), Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport:  $\frac{d}{b} \geq 3$  ;  $\frac{d}{h} \geq 3$  soit vérifiée

Avec  $b$  : la dimension de la construction perpendiculaire au direction du vent

$h$  : la hauteur de la construction,

$d$ : la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

Sens transversal (X-X) :

$$b = 25.80 \text{ m} ; d = 26.80 \text{ m} ; h = 45.90 \text{ m.}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{26.80}{25.80} = 1.03 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{26.80}{45.90} = 0.58 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Sens longitudinal (Y-Y) :

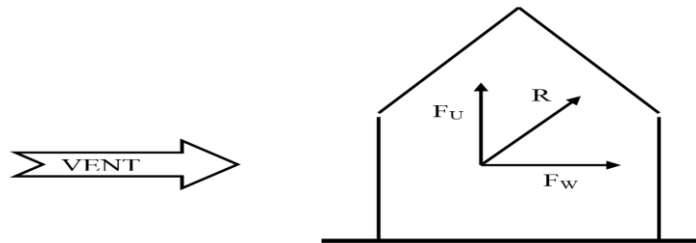
$$b = 26.80 \text{ m} ; d = 25.80 \text{ m} ; h = 45.90 \text{ m.}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{25.80}{26.80} = 0.96 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{25.80}{45.90} = 0.56 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

**IV.2.9. Détermination de la force résultante :**

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



**Fig IV.9 : Force résultante R**

F<sub>w</sub>: correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture,

F<sub>U</sub>: Composante verticale des forces appliquées à la toiture,

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_i \times S_i) + \sum f_{rj}$$

Σ: la Somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q<sub>j</sub> : Pression du vent exercé sur l'élément de surface j,

S<sub>i</sub>: Aire de l'élément de surface j,

f<sub>rj</sub>: Forces de frottement,

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Z <sub>j</sub>	Zone	S <sub>X</sub>	S <sub>Y</sub>	q <sub>dyn</sub>	q <sub>jx</sub>	q <sub>jy</sub>	R <sub>X</sub>	R <sub>Y</sub>
[m]		[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N/m <sup>2</sup> ]	[N]	[N]
1.53	-1.1	78.94	82.01	648.75	-670.80	-670.80	-52952.95	-55012.30
4.59	-1.1	78.94	82.01	866.25	-895.70	-895.70	-70706.55	-73456.35
7.65	-1.1	78.94	82.01	967.50	-1000.39	-1000.39	-78970.78	-82041.98
10.71	-1.1	78.94	82.01	1046.25	-1081.82	-1081.82	-85398.87	-88720.05
13.77	-1.1	78.94	82.01	1102.50	-1139.98	-1139.98	-89990.02	-93489.75
16.83	-1.1	78.94	82.01	1155	-1194.27	-1194.27	-94275.67	-97942.08
19.89	-1.1	78.94	82.01	1196.25	-1236.92	-1236.92	-97642.46	-101439.80
22.95	-1.1	78.94	82.01	1226.25	-1267.94	-1267.94	-100091.18	-103983.75
26.01	-1.1	78.94	82.01	1256.25	-1298.96	-1298.96	-102539.90	-106527.70
29.07	-1.1	78.94	82.01	1282.5	-1326.10	-1326.10	-104682.33	-108753.46
32.13	-1.1	78.94	82.01	1312.50	-1357.12	-1357.12	-107131.05	-111297.41

<b>35.19</b>	-1.1	78.94	82.01	1327.50	-1372.63	-1372.63	-108355.41	-112569.38
<b>38.25</b>	-1.1	78.94	82.01	1357.50	-1403.65	-1403.65	-110804.13	-115113.33
<b>41.31</b>	-1.1	78.94	82.01	1372.50	-1419.16	-1419.16	-112028.49	-116385.31
<b>44.37</b>	-2.4	78.94	82.01	1387.50	-3130.20	-3130.20	-247097.98	-256707.70
	-1.9	78.94	82.01	1387.50	-2478.07	-2478.07	-195618.84	-203226.52
	-1.5	78.94	82.01	1387.50	-1956.37	-1956.37	-154435.84	-160441.90
<b>TOTAL</b>							<b>-1912722.45</b>	<b>-1987108.77</b>

Tab IV.14 : Force résultante.

**IV.3. Conclusion :**

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que celles-ci sont plus importantes. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, et pour cela on peut négliger l'effet du vent.



# *Chapitre V*

## *Etude Sismique*



**V.1. Introduction :**

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100 km, et de séisme Profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300km. En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquates pour résister aux secousses sismiques. On comprend par « manière adéquate » la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

**V.2. L'objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

**V.3. Choix de la méthode de calcul :**

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes :

- ❖ la méthode statique équivalente.
- ❖ la méthode d'analyse modale spectrale.

- ❖ la méthode d'analyse dynamique par accélélogramme.

### **V.3.1. Méthode statique équivalente :**

#### **V.3.1.1. Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

#### **V.3.1.2. Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

#### **V.3.1.3. Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

### **V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :**

#### **V.3.2.1. Principe de la méthode :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

#### **V.3.2.2. Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors

représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

**b)** Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

**c)** Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

**d)** La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

**e)** Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

**f)** Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

#### **V.3.2.3. Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.



### V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélélogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélélogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

### V.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA 99 version 2003 :

#### V.4.1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, ANNABA se situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE II'.

#### V.4.2. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone A.

❖ La classification du système de contreventement.

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tab V.2 : Classification de la structure selon le système de contreventement.

❖ Régularité :

$$(l_1+l_2)/L = 0,27 \leq 0,25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$l_y/L_y = 0,57 \leq 0,25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$0,25 \leq L_x/L_y = 0,95 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

<b>Classification des zones sismique</b>	Bâtiment implanté en zone II	A=0.20
<b>Classification des ouvrages selon leur importance</b>	Groupe <b>1B</b>	
<b>Classification des sites</b>	Site meuble <b>S3</b>	T <sub>1</sub> = 0.15 s T <sub>2</sub> = 0.50 s
<b>Classification des systèmes de contreventements</b>	Voiles porteurs.	R = 3.5 C <sub>T</sub> = 0.05
<b>Classification de l'ouvrage selon sa configuration</b>	Irrégulier en plan régulier en élévation	Bâtiment irrégulier
<b>La hauteur de la structure</b>	H = 55.08m	> 23m

La structure est classé irrégulier si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

Tableau V.3 : Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre du RPA99v2003, qui dépend des coefficients suivants :

❖ Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Critère q	$P_q$	Observer / non observer
Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	N.O
Redondance en plan	0	O
Régularité en plan	0.05	N.O
Régularité en élévation	0	O
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	N.O
Contrôle de qualité de l'exécution		0.1
$\Sigma q$		0.25

Tab V.4 : pénalité  $P_q$  en fonction des critères de qualités.

$$Q = 1 + 0.25 = 1.25$$

❖ Périodes associées à la catégorie du site  $T_1$  et  $T_2$  :

Donnée par RPA99v2003 (tab 4.7 page 56) Site de catégorie S3 (Site meuble)

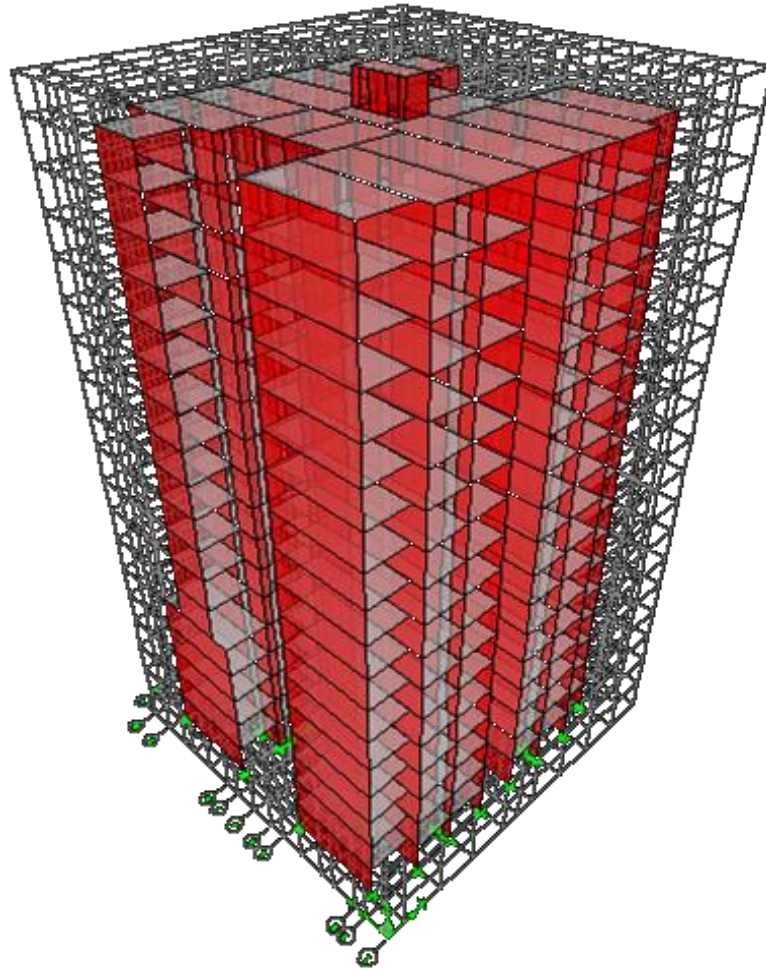
$$T_1 = 0.15 \quad T_2 = 0.5$$

❖ facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :

$$\text{Donnée par RPA99v2003 (for 4.3 page 46)} \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

❖ pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  :

Donnée par RPA99v2003 (tab 4.2 page 48),  $\xi = 10\%$  pour voile en béton armé.



**Fig V.1 : Vue en 3D de la structure.**

**Remarque :**

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par le **RPA/VERSION 2003** pour l'application de la méthode statique équivalente ; alors que le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.

**V.5. La modélisation de la structure :**

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "**ETABS 9.7.0**" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exacte et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

### V.5.1. Présentation du logiciel ETABS 9.7.0 :

Le 'ETABS 9.7.0' est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques.

ETABS offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

### V.5.2. Pourquoi l'ETABS ?

Nous avons fait appeler au logiciel (ETABS) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale  $\alpha_i$ .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

### V.5.3. Démarches de modélisation de notre structure :

Lors de modélisation de notre structure en ETABS dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

1-définition de la géométrie de la structure.

2-Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).

3-détermination des conditions aux appuis.

4- détermination des chargements de la structure.

6-définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.

### V.5.4. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « **Shell** » à quatre nœuds.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

### V.5.5. Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  RPA99/Version 2003 (dans notre cas  $\beta = 0.2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des

éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 2.5t/m<sup>3</sup>.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

#### V.5.6. Nombre de mode à considérer :

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a) :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

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

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

#### V.6. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :

##### V.6.1. Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul.

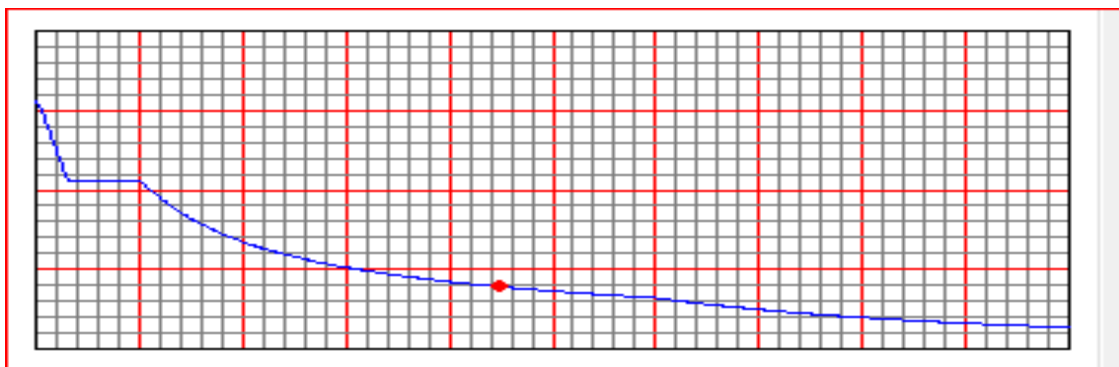


Fig V.2 : Spectre de réponse.

##### V.6.2. Disposition des voiles :

Le système structural choisi est un système contreventé par voiles, donc il a une seule disposition :

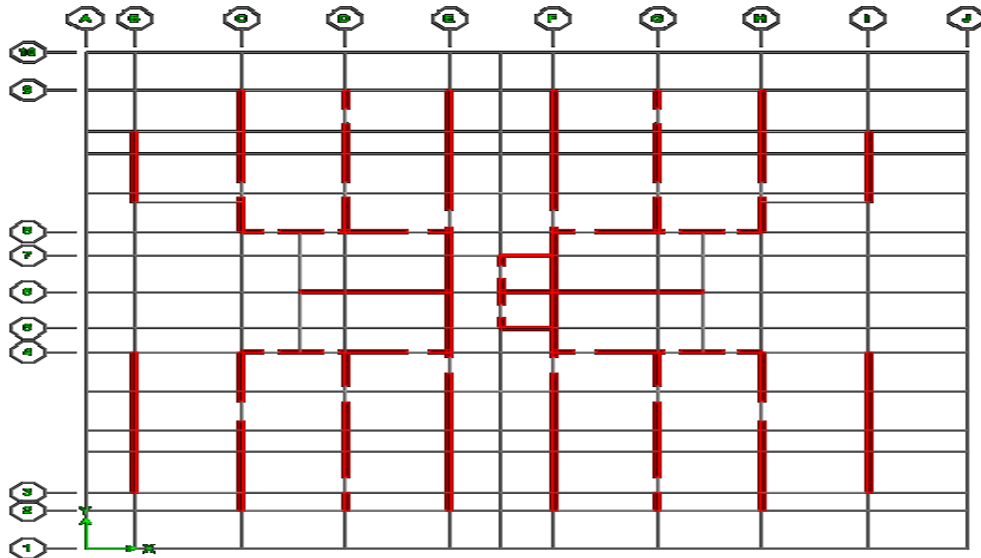


Fig V.3 : La disposition du voile proposé.

V.6.3. Résultat de calcul modal :

- **Les modes propres :** Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1.192175	0.3985	0.0000	0.0000	0.3985	0.0000	0.0000
2	0.933712	70.5887	0.0000	0.0000	70.9872	0.0000	0.0000
3	0.575519	0.0000	68.3504	0.0000	70.9872	68.3504	0.0000
4	0.273333	5.5638	0.0000	0.0000	76.5510	68.3504	0.0000
5	0.260601	9.3868	0.0000	0.0000	85.9378	68.3504	0.0000
6	0.153516	0.0000	16.6327	0.0000	85.9378	84.9831	0.0000
7	0.132261	5.4279	0.0001	0.0000	91.3657	84.9832	0.0000
8	0.113038	0.2030	0.0000	0.0000	91.5687	84.9832	0.0000
9	0.083531	2.8542	0.0000	0.0000	94.4229	84.9832	0.0000
10	0.072054	0.0000	5.6572	0.0000	94.4229	90.6404	0.0000
11	0.064487	0.1396	0.0000	0.0000	94.5625	90.6404	0.0000
12	0.059084	1.6057	0.0000	0.0000	96.1683	90.6404	0.0000

Tableau V.5 : Périodes et participation massique.

Plan View - STORY15 - Elevation 45,9 Mode 1 Period 1,1922 seconds

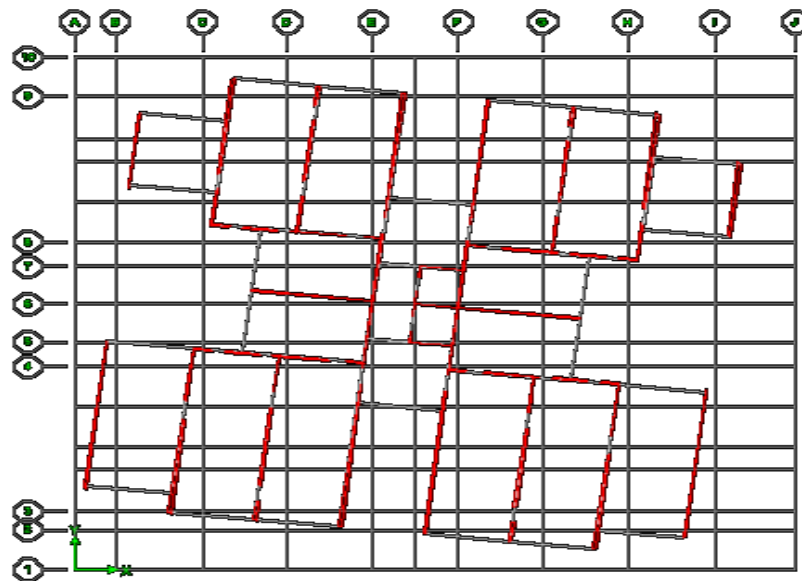


Figure V.4 : Mode 1 : rotation selon Z

Plan View - STORY15 - Elevation 45,9 Mode 2 Period 0,9337 seconds

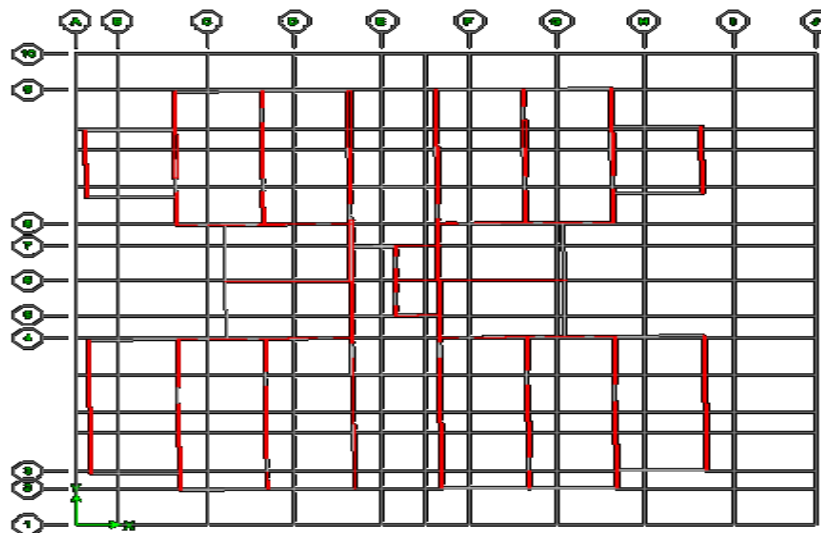


Figure V.5 : Mode 2 : translation selon X.



Plan View - STORY16 - Elevation 48,96 Mode 3 Period 0,5755 seconds

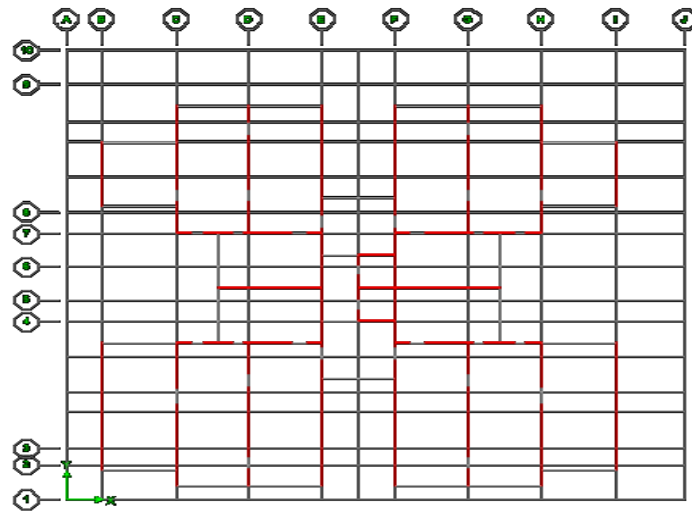


Figure V.6 : Mode 3 : translation selon Y.

**V.6.4. Caractéristiques de la structure :**

**A- Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure par voile), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

$$\text{On a de : } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{d}} \right\}$$

- $h_N$  : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau N.
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.
- $d$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

	$C_T$	$h_N(\text{m})$	$d \text{ (m)}$	$C_T \times h_N^{3/4}$	$0.09 h_N / \sqrt{d}$	T (sec)
Sens X	0.05	55.08	26.80	1.01	0.95	0.95
SensY	0.05	55.08	25.80	1.01	0.97	0.97

Tab V.6 : période fondamentale de la structure.

**B. Poids total de la structure :**

Le poids de la structure  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- $W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.
- $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5].des RPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour Un bâtiment d'habitation et commerciale :  $\beta = 0.20$

Niveau	Masse (KN)	Wi(KN)
R+14	552.7738	5422.7109
R+13	624.4078	6125.4405
R+12	624.4078	6125.4405
R+11	624.4078	6125.4405
R+10	624.4078	6125.4405
R+9	624.4078	6125.4405
R+8	624.4078	6125.4405
R+7	624.4078	6125.4405
R+6	624.4078	6125.4405
R+5	624.4078	6125.4405
R+4	624.4078	6125.4405
R+3	624.4078	6125.4405
R+2	624.4078	6125.4405
R+1	654.1317	6417.0319
RDC	659.9823	6474.4263
S SOL 1	688.0493	6749.7636
S SOL 2	688.0493	6749.7636
S SOL 3	716.4402	7028.2783
<b>Total</b>	<b>112347.2606</b>	

**Tab V.7 : Poids de chaque niveau.**

Poids total de la structure  $W = 112347.2606$  KN

### C. Le centre de gravité des masses :

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.) Les éléments suivants seront pris en considération :

- Les planchers (dalles).
- Les voiles.
- Les escaliers.

**D. Le centre de torsion :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. Deux cas de figure peuvent se présenter à nous.

- Le centre gravité des masses et le centre de torsion sont confondus. Les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'un mouvement de translation.
- Le centre gravité des masses est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure subie une translation et une rotation simultanément.

**E. Calcul de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle :**

- **L'excentricité théorique** : c'est celle calculée précédemment

$$e_{xth} = X_G - X_C.$$

$$e_{yth} = Y_G - Y_C.$$

- **L'excentricité accidentelle :**

Fixée par le **RPA 99/Version 2003** à :  $\pm 5\%$  L.

Sens X:  $e_{ax} = 0.05 L_x$  avec :  $L_x = 26.80$  m  
 $e_{ax} = 1.34$  m.

Sens Y:  $e_{ay} = 0.05 L_y$  avec :  $L_y = 25.80$  m  
 $e_{ay} = 1.29$  m.

Niveau	Centre des masses[ETABS]		centre de rigidité [ETABS]		excentricité théorique		excentricité accidentelle	
	$X_{CM}[m]$	$Y_{CM}[m]$	$X_R[m]$	$Y_R[m]$	$e_x^{the}[m]$	$e_y^{the}[m]$	$e_x^{acc}[m]$	$e_y^{acc}[m]$
R+14	15.211	14.847	15.201	15.136	0.010	-0.289	1.34	1.29
R+13	15.202	14.865	15.201	15.147	0.001	-0.282	1.34	1.29
R+12	15.202	14.865	15.202	15.161	0.000	-0.296	1.34	1.29
R+11	15.202	14.865	15.202	15.179	0.000	-0.314	1.34	1.29
R+10	15.202	14.865	15.203	15.200	-0.001	-0.335	1.34	1.29
R+9	15.202	14.865	15.204	15.225	-0.002	-0.360	1.34	1.29
R+8	15.202	14.865	15.205	15.254	-0.003	-0.389	1.34	1.29
R+7	15.202	14.865	15.205	15.290	-0.003	-0.425	1.34	1.29
R+6	15.202	14.865	15.206	15.334	-0.004	-0.469	1.34	1.29
R+5	15.202	14.865	15.207	15.387	-0.005	-0.522	1.34	1.29
R+4	15.202	14.865	15.209	15.452	-0.007	-0.587	1.34	1.29
R+3	15.202	14.865	15.210	15.527	-0.008	-0.662	1.34	1.29
R+2	15.202	14.865	15.211	15.611	-0.009	-0.746	1.34	1.29
R+1	15.202	15.308	15.212	15.690	-0.010	-0.382	1.34	1.29
RDC	15.202	15.408	15.213	15.751	-0.011	-0.343	1.34	1.29
1S SOL	15.202	15.648	15.211	15.796	-0.009	-0.148	1.34	1.29

<b>2S SOL</b>	15.202	15.648	15.207	15.809	-0.005	-0.161	1.34	1.29
<b>3S SOL</b>	15.201	15.654	15.201	15.788	0.000	-0.134	1.34	1.29

**Tableau V.8 : valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle)**

Selon le tableau :

$$\begin{cases} e_{x\text{ thé}} = 0.011\text{m} < e_{x\text{ acé}} = 1.34\text{ m} & \dots\dots\dots \text{C.V} \\ e_{y\text{ thé}} = 0.746\text{ m} < e_{y\text{ acé}} = 1.29\text{ m} & \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

**V.6.5. Vérifications réglementaires :**

**A. Période fondamentale théorique :**

L'analyse de la nouvelle variante nous donne :

-Les périodes fondamentales sont proches de celles des formules empiriques.

$$T_{\text{ empirique}} = C_T H_T^{3/4} = 1.01\text{sec.}$$

$$T_{\text{ numérique}} = 1.1922\text{ sec.} < 1.3 T_{\text{ empirique}} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

-les 1<sup>er</sup> est un mode de torsion.

-le 2<sup>ème</sup> et le 3<sup>ème</sup> sont des modes de translation

-La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10<sup>ème</sup> mode.

Le minimum de modes(K) à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée :

$$K=3. (N)^{1/2} \text{ et } T_k \leq 0.20\text{secondes.}$$

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol.

T<sub>k</sub>: la période de modes K.

$$N=15 \implies K \geq 3. (15)^{1/2} K=12; \text{ donc on prend 12 modes}$$

$$T_{12} = 0.059084\text{ s} \leq 0.20\text{secondes} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**B. Vérification des déplacements :**

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

• **Facteur de correction d'amortissement :**

Donné par la formule suivante :  $\eta = \left( \frac{7}{2 + \xi} \right)^{1/2} \geq 0.7$  Avec :  $\xi$  (%) est le pourcentage

d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif ; du type de structure et de l'importance des remplissages.  $\xi = 10\% \eta = 0.76$

• **Coefficient dynamique (Site : S3) :**

La valeur de D est donnée par le tableau qui suit :

<b>D</b>	<b>2.5 η</b>	<b>0 ≤ T ≤ T<sub>2</sub></b>
	<b>2.5 η(T<sub>2</sub>/T)<sup>2/3</sup></b>	<b>T<sub>2</sub> ≤ T ≤ 3s</b>
	<b>2.5η(T<sub>2</sub>/3)<sup>2/3</sup>.(3/T)<sup>5/3</sup></b>	<b>T ≤ 3s</b>

$T_1 = 0.15 \text{ sec}$  ;  $T_2 = 0.50 \text{ sec}$

➤  $\eta = 0.76$ .  $T_x = 0.95 \text{ s}$  donc  $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 1.23$ .

➤  $\eta = 0.76$ .  $T_y = 0.97 \text{ s}$  donc  $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 1.22$ .

**- Calcul de la résultante des forces sismiques «  $V_{bs}$  »:**

$$V_b^s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$\Rightarrow V_{bx}^s = 0.20 \times 1.23 \times 1.25 \times 112347.2606 / 3.5 = \mathbf{9870.5093 \text{ KN}}$$

$$\Rightarrow V_{by}^s = 0.20 \times 1.22 \times 1.25 \times 112347.2606 / 3.5 = \mathbf{9790.2612 \text{ KN}}$$

$$0.8V_{xs} = 7896.4074 \text{ KN}$$

$$0.8V_{ys} = 7832.2089 \text{ KN}$$

Selon le RPA99, il faut avoir :  $D_{\text{dynamique}} \geq 80\% S_{\text{statique}}$

**- Résultante des forces sismiques à la base : d'après logiciel ETABS :**

Story	Load	Loc	VX	VY	MX	MY
STORY1	GQEXMAX	Bottom	9598.95	12470.14	1918128.616	-1933194.548

$$V_{\text{dyn } x} = 9598.95 \text{ KN} > 0.8 V_{\text{stax}} = 7896.4074 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V_{\text{dyn } y} = 12470.14 \text{ KN} > 0.8 V_{\text{stay}} = 7832.2089 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**V.7. Modélisation par brochette :**

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivant :

• **distribution de l'effort sismique selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{Avec :} \quad F_t : \text{force concentré au sommet de la structure.}$$

$$F_i : \text{force horizontale au niveau } i.$$

$$F_t = 0.07 T \cdot V$$

**V** : l'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

**T** est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de **F<sub>t</sub>** ne dépassera en aucun cas **0.25 V** et sera prise égale à **0** quand **T** est plus petite ou égale à **0.7 sec**.

$$\text{Pour: } \begin{cases} T_x = 0.95 \text{ s} & F_{tx} = 0.07 \times 0.95 \times 9598.95 = 638.33 \text{ KN.} \\ T_y = 0.97 \text{ s} & F_{ty} = 0.07 \times 0.97 \times 12470.14 = 846.72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le sens X : } V_X - F_t = 8960.62 \text{ KN.} \\ \text{Le sens Y : } V_Y - F_t = 11623.42 \text{ KN} \end{array} \right.$$

La partie restante ( $V - F_t$ ) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j} \quad \text{Avec : } W_i : \text{ poids de niveau } i.$$

$H_i$  : niveau de plancher (à partir de la base) où s'exerce la force  $F_i$ .

• **Le sens X :**

NIVEAU	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$V-F_t$ (KN)	$W_i \times h_i$ (KN.m)	$F_{x_i}$ (KN)
R+14	5422.7109	55.08	8960.62	298682.9164	839.6395
R+13	6125.4405	52.02	8960.62	318645.4148	895.7569
R+12	6125.4405	48.96	8960.62	299901.5669	843.0653
R+11	6125.4405	45.9	8960.62	281157.7190	790.3737
R+10	6125.4405	42.84	8960.62	262413.8710	737.6821
R+9	6125.4405	39.78	8960.62	243670.0231	684.9905
R+8	6125.4405	36.72	8960.62	224926.1752	632.2990
R+7	6125.4405	33.66	8960.62	206182.3272	579.6074
R+6	6125.4405	30.60	8960.62	187438.4793	526.9158
R+5	6125.4405	27.54	8960.62	168694.6314	474.2242
R+4	6125.4405	24.48	8960.62	149950.7834	421.5326
R+3	6125.4405	21.42	8960.62	131206.9355	368.8410
R+2	6125.4405	18.36	8960.62	112463.0876	316.1495
R+1	6417.0319	15.30	8960.62	98180.5881	275.9993
RDC	6474.4263	12.24	8960.62	79246.9779	222.7743
S SOL 1	6749.7636	9.18	8960.62	61962.8298	174.1861
S SOL 2	6749.7636	6.12	8960.62	41308.5532	116.1241
S SOL 3	7028.2783	3.06	8960.62	21506.5316	60.4578
$\Sigma$	<b>112347.2606</b>			<b>3187539.411</b>	

Tab V.9 : La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X

• **Le sens Y :**

NIVEAU	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$V-F_t$ (KN)	$W_i \times h_i$ (KN.m)	$F_{y_i}$ (KN)
R+14	5422.7109	55.08	11623.42	298682.9164	1089.1526
R+13	6125.4405	52.02	11623.42	318645.4148	1161.9462
R+12	6125.4405	48.96	11623.42	299901.5669	1093.5964
R+11	6125.4405	45.9	11623.42	281157.7190	1025.2466
R+10	6125.4405	42.84	11623.42	262413.8710	956.8969
R+9	6125.4405	39.78	11623.42	243670.0231	888.5471
R+8	6125.4405	36.72	11623.42	224926.1752	820.1973
R+7	6125.4405	33.66	11623.42	206182.3272	751.8475
R+6	6125.4405	30.60	11623.42	187438.4793	683.4977
R+5	6125.4405	27.54	11623.42	168694.6314	615.1480

<b>R+4</b>	6125.4405	24.48	11623.42	149950.7834	546.7982
<b>R+3</b>	6125.4405	21.42	11623.42	131206.9355	478.4484
<b>R+2</b>	6125.4405	18.36	11623.42	112463.0876	410.0986
<b>R+1</b>	6417.0319	15.30	11623.42	98180.5881	358.0172
<b>RDC</b>	6474.4263	12.24	11623.42	79246.9779	288.9755
<b>S SOL 1</b>	6749.7636	9.18	11623.42	61962.8298	225.9485
<b>S SOL 2</b>	6749.7636	6.12	11623.42	41308.5532	150.6323
<b>S SOL 3</b>	7028.2783	3.06	11623.42	21506.5316	78.4239
<b>Σ</b>	<b>112347.2606</b>			<b>3187539.411</b>	

Tab V.10 : La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.

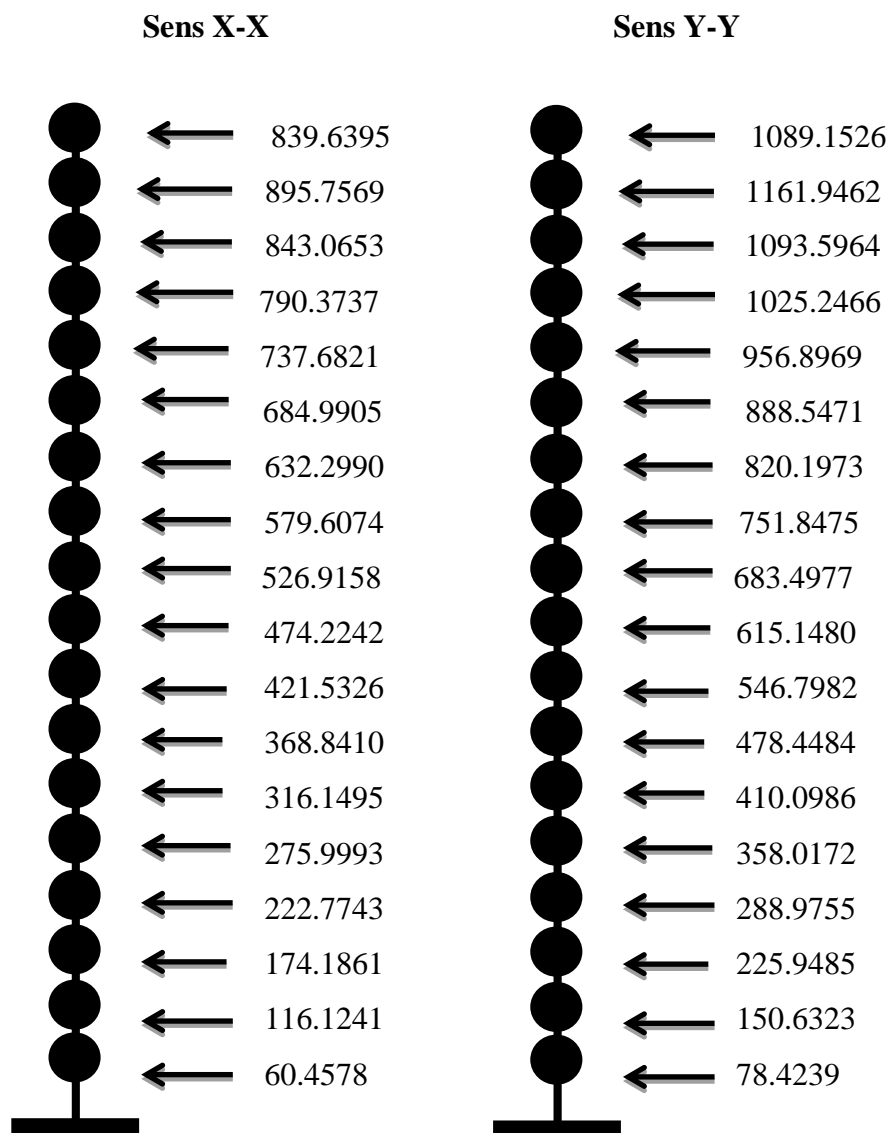


Fig V.7 : Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

- Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

$$V_K = F_t + \sum_k^n F_i$$

NIVEAU	Hi(m)	F <sub>ix</sub> [KN]	F <sub>tx</sub> [KN]	V <sub>ix</sub> [KN]	F <sub>iy</sub> [KN]	F <sub>ty</sub> [KN]	V <sub>iy</sub> [KN]
R+14	55.08	839.6395	638.33	1477.9695	1089.1526	846.72	1935.8726
R+13	52.02	895.7569	638.33	2373.7264	1161.9462	846.72	3097.8188
R+12	48.96	843.0653	638.33	3216.7917	1093.5964	846.72	4191.4152
R+11	45.9	790.3737	638.33	4007.1654	1025.2466	846.72	5216.6618
R+10	42.84	737.6821	638.33	4744.8475	956.8969	846.72	6173.5587
R+9	39.78	684.9905	638.33	5429.8380	888.5471	846.72	7062.1058
R+8	36.72	632.2990	638.33	6062.1370	820.1973	846.72	7882.303
R+7	33.66	579.6074	638.33	6641.7444	751.8475	846.72	8634.1506
R+6	30.60	526.9158	638.33	7168.6602	683.4977	846.72	9317.6483
R+5	27.54	474.2242	638.33	7642.8844	615.1480	846.72	9932.7963
R+4	24.48	421.5326	638.33	8064.4170	546.7982	846.72	10479.5945
R+3	21.42	368.8410	638.33	8433.2580	478.4484	846.72	10958.0429
R+2	18.36	316.1495	638.33	8749.4075	410.0986	846.72	11368.1415
R+1	15.30	275.9993	638.33	9025.4068	358.0172	846.72	11726.1587
RDC	12.24	222.7743	638.33	9248.1811	288.9755	846.72	12015.1342
S SOL 1	9.18	174.1861	638.33	9422.3672	225.9485	846.72	12241.0827
S SOL 2	6.12	116.1241	638.33	9538.4913	150.6323	846.72	12391.7150
S SOL 3	3.06	60.4578	638.33	9598.9491	78.4239	846.72	12470.1389

Tableau V.11 : La distribution de l'effort tranchant selon la hauteur





Fig V.8 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.

**-Vérification de la stabilité au renversement :**

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

$$M_{res} = w \times \frac{L_c/x}{2}$$

Il faut vérifier que :  $\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$  Avec :  $M_{renv} = \sum F_i \times h_i$

	L(m)	Moment résistant	Moment renversement	Mrés/ Mren
Sens X	26.80	1505453.292	329807.2431	4.56 > 1.5
Sens Y	25.80	1449279.662	434071.3416	3.33 > 1.5

Tableau V.12 : La stabilité au renversement.

Résultat : la construction est stable.

• **Vérification des déplacements latéraux inters- étages :**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99v2003** concerne les déplacements latéraux inter étages. Selon **RPA99v2003 (art 5.10 page 62)** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\Delta} = 0.01h_e = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06\text{cm}$$

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

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

$\Delta_K^x$  : correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $x-x$  (de la même manière dans le sens  $y-y, \Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $x-x$

(de la même manière dans le sens  $y-y, \delta_{eK}^y$ )

$R$  : coefficient de comportement ; avec :  **$R = 3.5$**

Niv	$\Delta e_x$ (cm)	$\Delta e_y$ (cm)	$\Delta_x$ (cm)	$\Delta_y$ (cm)	$\Delta_x$ (cm)	$\Delta_y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	OB
14	3.51	1.81	12.285	6.335	0.505	0.35	3.06	CV
13	3.36	1.71	11.78	5.985	0.58	0.315	3.06	CV
12	3.20	1.62	11.20	5.67	0.595	0.385	3.06	CV
11	3.03	1.51	10.605	5.285	0.665	0.385	3.06	CV
10	2.84	1.40	9.94	4.90	0.70	0.385	3.06	CV
9	2.64	1.29	9.24	4.515	0.735	0.42	3.06	CV
8	2.43	1.17	8.505	4.095	0.805	0.42	3.06	CV
7	2.20	1.05	7.70	3.675	0.805	0.42	3.06	CV
6	1.97	0.93	6.895	3.255	0.805	0.42	3.06	CV
5	1.74	0.81	6.09	2.835	0.875	0.42	3.06	CV
4	1.49	0.69	5.215	2.415	0.84	0.42	3.06	CV
3	1.25	0.57	4.375	1.995	0.84	0.42	3.06	CV
2	1.01	0.45	3.535	1.575	0.805	0.385	3.06	CV
1	0.78	0.34	2.73	1.19	0.77	0.35	3.06	CV
RDC	0.56	0.24	1.96	0.84	0.665	0.315	3.06	CV
SS 1	0.37	0.15	1.295	0.525	0.595	0.245	3.06	CV
SS 2	0.20	0.08	0.70	0.28	0.455	0.175	3.06	CV
SS3 3	0.07	0.03	0.245	0.105	0.455	0.175	3.06	CV

**Tableau V.13 : Vérification des déplacements inter- étages sens X-X et Y-Y.**

**Justification vis à vis de l'effet P-Δ :**

L'effet du 2ème ordre (ou effet **P-Δ**) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour chaque niveau :  $\theta = \frac{P_K \Delta_k}{V_k h_K} \leq 0.10$

$P_K$ : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau  $k$

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : hauteur de l'étage k

Si :  $0.1 < \Theta_k < 0.2$  les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1/(1 - \Theta_k)$ .

Si :  $\Theta_k > 0.2$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

✓ Sens transversal (X-X) :

Niveau	$W_i$ [KN]	$P_k$ [KN]	$\Delta_k$ [m]	$h_i$ [m]	$V_{ix}$ [KN]	$\Theta$	$\Theta_k < 0.1$
R+14	5422.7109	5422.7109	0.00505	3.06	1477.9695	0.0060	C.V
R+13	6125.4405	11548.1514	0.0058	3.06	2373.7264	0.0092	C.V
R+12	6125.4405	17673.5919	0.00595	3.06	3216.7917	0.0106	C.V
R+11	6125.4405	23799.0324	0.00665	3.06	4007.1654	0.0109	C.V
R+10	6125.4405	29924.4729	0.0070	3.06	4744.8475	0.0144	C.V
R+9	6125.4405	36049.9134	0.00735	3.06	5429.8380	0.0159	C.V
R+8	6125.4405	42175.3539	0.00805	3.06	6062.1370	0.0183	C.V
R+7	6125.4405	48300.7944	0.00805	3.06	6641.7444	0.0191	C.V
R+6	6125.4405	54426.2349	0.00805	3.06	7168.6602	0.0199	C.V
R+5	6125.4405	60551.6754	0.00875	3.06	7642.8844	0.0226	C.V
R+4	6125.4405	66677.1159	0.0084	3.06	8064.4170	0.0226	C.V
R+3	6125.4405	72802.5564	0.0084	3.06	8433.2580	0.0236	C.V
R+2	6125.4405	78927.9969	0.00805	3.06	8749.4075	0.0237	C.V
R+1	6417.0319	85345.0288	0.0077	3.06	9025.4068	0.0237	C.V
RDC	6474.4263	91819.4551	0.00665	3.06	9248.1811	0.0215	C.V
S SOL 1	6749.7636	98569.2187	0.00595	3.06	9422.3672	0.0203	C.V
S SOL 2	6749.7636	105318.9823	0.00455	3.06	9538.4913	0.0164	C.V
S SOL 3	7028.278	112347.2603	0.00455	3.06	9598.9491	0.0174	C.V

Tableau V.14 : Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens X-X.

✓ Sens transversal (Y-Y) :

Niveau	$W_i$ [KN]	Pk [KN]	$\Delta k$ [m]	hi[m]	$V_{iy}$ [KN]	$\Theta$	$\theta_k < 0.1$
R+14	5422.7109	5422.7109	0.0035	3.06	1935.8726	0.0032	C.V
R+13	6125.4405	11548.1514	0.00315	3.06	3097.8188	0.0038	C.V
R+12	6125.4405	17673.5919	0.00385	3.06	4191.4152	0.0053	C.V
R+11	6125.4405	23799.0324	0.00385	3.06	5216.6618	0.0057	C.V
R+10	6125.4405	29924.4729	0.00385	3.06	6173.5587	0.0060	C.V
R+9	6125.4405	36049.9134	0.0042	3.06	7062.1058	0.0070	C.V
R+8	6125.4405	42175.3539	0.0042	3.06	7882.3031	0.0073	C.V
R+7	6125.4405	48300.7944	0.0042	3.06	8634.1506	0.0076	C.V
R+6	6125.4405	54426.2349	0.0042	3.06	9317.6483	0.0080	C.V
R+5	6125.4405	60551.6754	0.0042	3.06	9932.7963	0.0083	C.V
R+4	6125.4405	66677.1159	0.0042	3.06	10479.5945	0.0087	C.V
R+3	6125.4405	72802.5564	0.0042	3.06	10958.0429	0.0091	C.V
R+2	6125.4405	78927.9969	0.00385	3.06	11368.1415	0.0087	C.V
R+1	6417.0319	85345.0288	0.0035	3.06	11726.1587	0.0083	C.V
RDC	6474.4263	91819.4551	0.00315	3.06	12015.1342	0.0078	C.V
S SOL 1	6749.7636	98569.2187	0.00245	3.06	12241.0827	0.0064	C.V
S SOL 2	6749.7636	105318.9823	0.00175	3.06	12391.7150	0.0048	C.V
S SOL 3	7028.278	112347.2603	0.00175	3.06	12470.1389	0.0051	C.V

**Tableau V.15 : Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens Y-Y.**

On remarque que  $\Theta_k < 0.1$  (dans les deux sens) pour tous les niveaux on peut conclure donc que l'effet P- $\Delta$  peut être négligé.

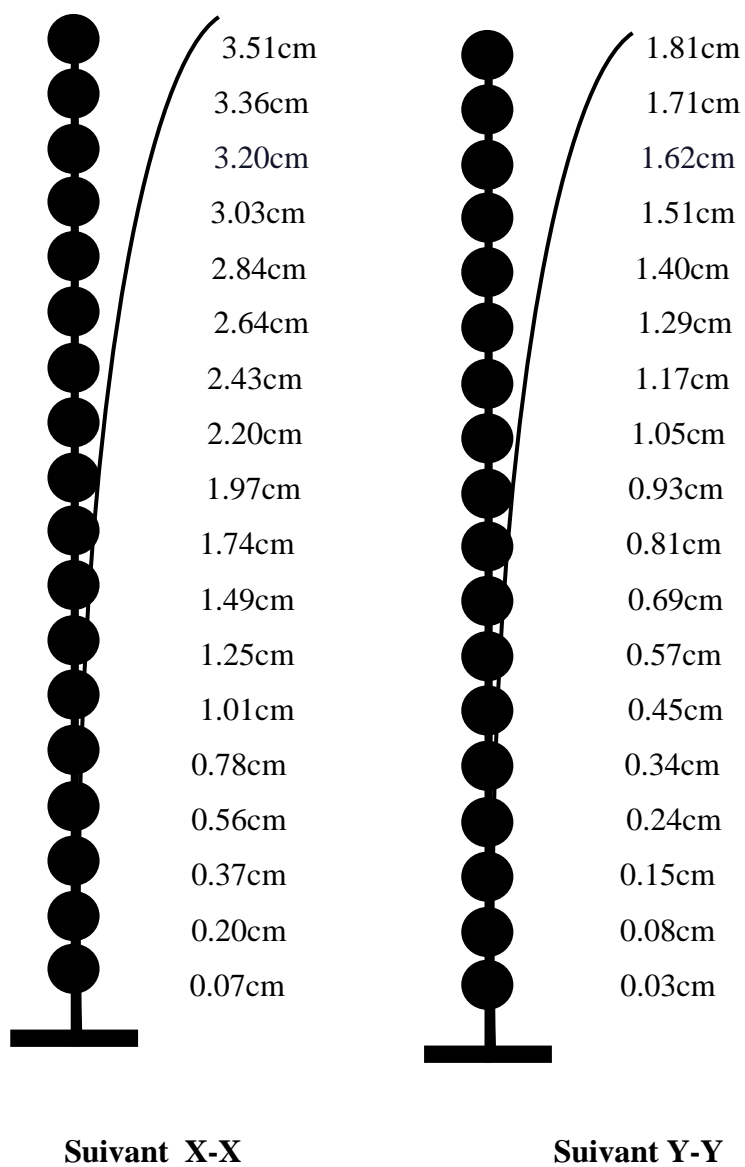
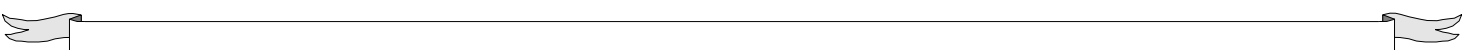


Fig V.9 : Déplacement horizontal dans les deux sens.



# *Chapitre VI*

## *Ferraillage des éléments de contreventement*



**VI.1. Introduction:**

Le voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

**VI.2. Les voiles :****• Voiles pleins :**

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

**a) Aciers verticaux:**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99/version 2003** :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(1/10)** du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

**b) Aciers horizontaux :**

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**c) Règles communes :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5e$  avec  $e$  : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30$  cm.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre  $\Phi_t$  des épingles est :

- $\Phi_t = 6$  mm lorsque  $\Phi_v \leq 20$  mm.
- $\Phi_t = 8$  mm lorsque  $\Phi_v > 20$  mm.

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

**VI.2.1. Calcul du ferrailage vertical :**

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq \min ( h_e/2 ; 2 \cdot l'/3 ).$$

Avec :  $l'$  étant la largeur de la zone comprimée.

$h_e$ : étant la hauteur entre nœuds de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.



**VI.2.2. Etude des sections :**

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible :

Section entièrement comprimée. SEC.

Section entièrement tendue. SET.

Section partiellement comprimée SPC.

**VI.2.2.1. Section partiellement comprimée SPC :**

$$\sigma_{A,B} = N/A \pm M*Y/I.$$

A : Surface.

I : moment d'inertie.

M : moment de flexion.

- Si :  $M > 0$ .....  $\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$ .

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer '  $L_t$ ' en utilisant les triangles semblables :

$$t_g \alpha = \sigma_B/L_t = \sigma_A/(L-L_t)..... L_t = \frac{L*\sigma_B}{\sigma_A+\sigma_B} .$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0.50*\sigma_B*L_t*b$ .

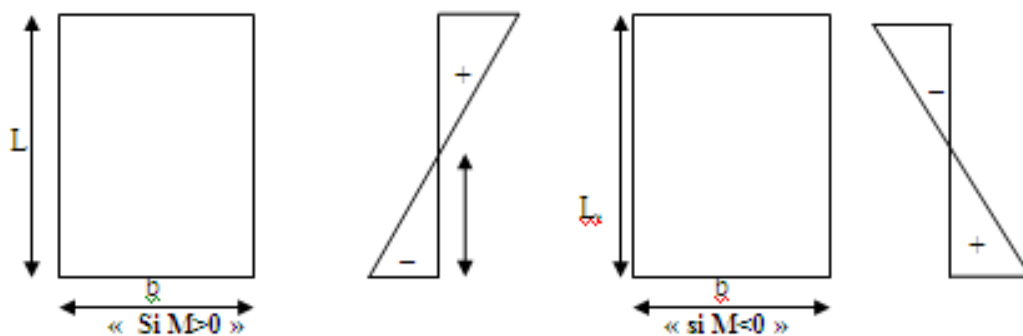
La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = T*\gamma_S/f_e$ .

- Si  $M < 0$ .....  $\sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$  :

$$t_g \alpha = \sigma_A/L_t = \sigma_B/(L-L_t)..... L_t = \frac{L*\sigma_A}{\sigma_A+\sigma_B} .$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0.50*\sigma_A*L_t*b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = T*\gamma_S/f_e$ .



**Fig VI.1 : Section partiellement comprimée.**

### VI.2.2.2. Section entièrement comprimée SEC :

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

### VI.2.2.3. Section entièrement tendue SET :

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) :

- la longueur tendue est égal à « L »..... $L = L_T$ .
- l'effort de traction est donnée par :  $T = (3 * \sigma_A + \sigma_B) * L * b / 2$ .
- La section d'armatures nécessaire est donnée par :  $A_{CAL} = T * \gamma$

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

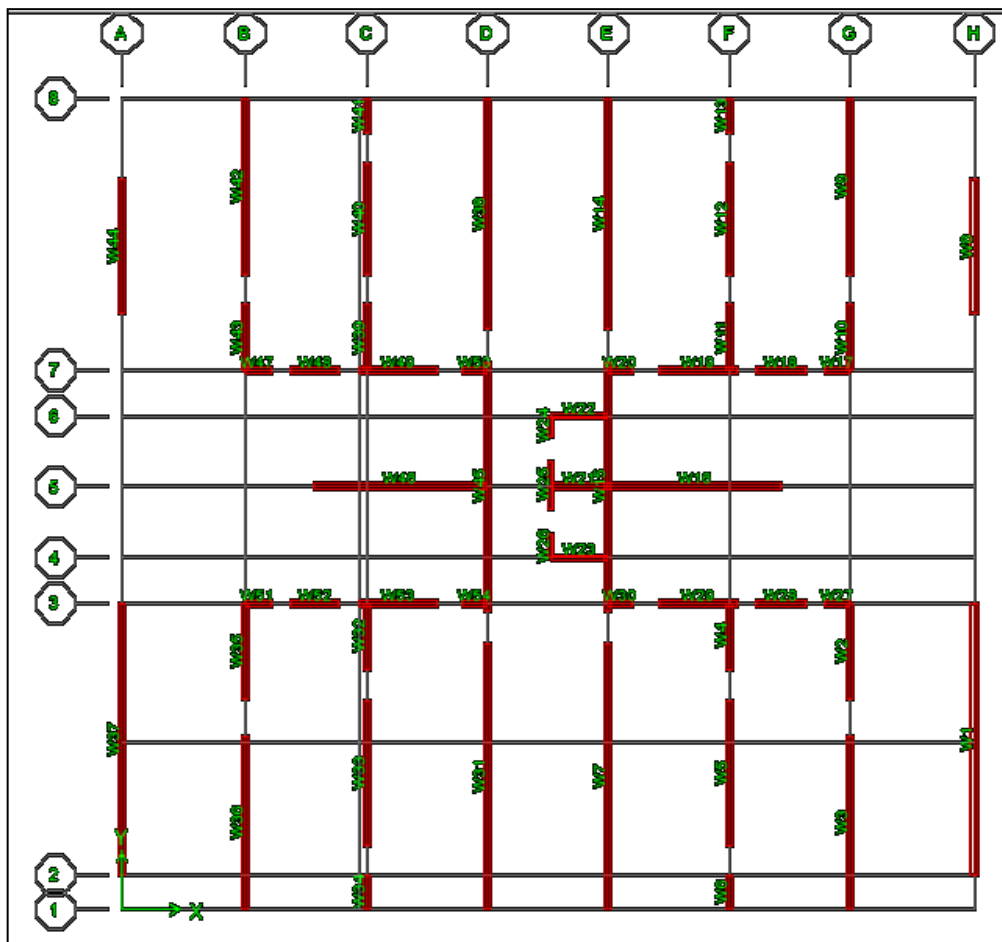


Fig VI.2 : Vue en plan des voiles existants.

### VI.2.2.4. Combinaison d'action

D'après RPA99v2003 les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations de calcul sont :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

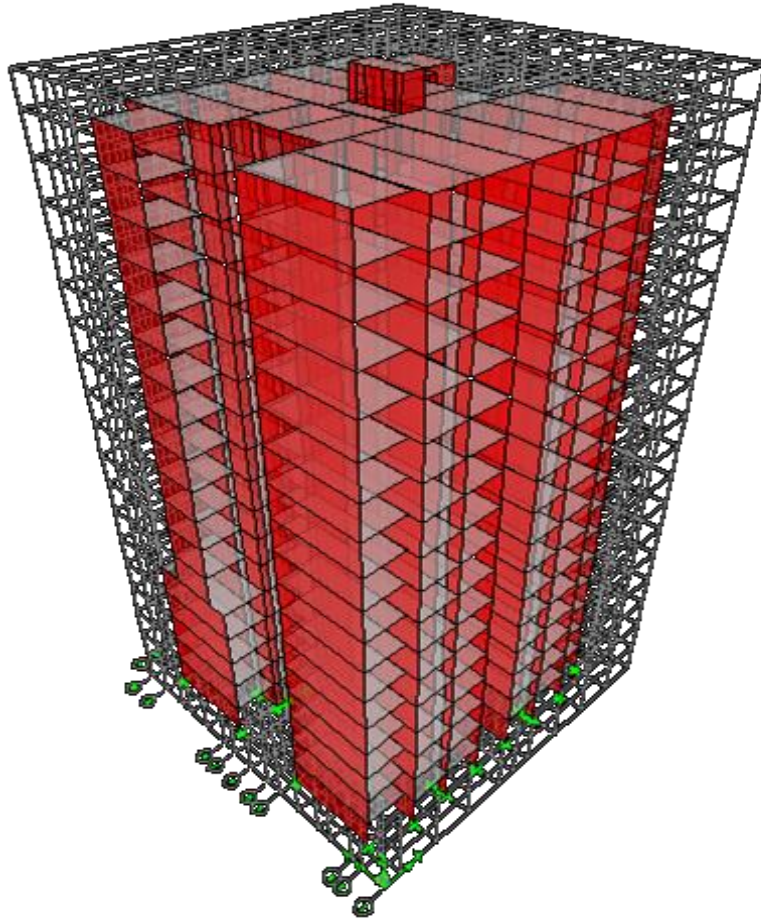
**VI.3. Ferrailage des voiles :****VI.3.1. Calcul de ferrailage vertical :**

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$A_{\min} = 0.15\% b \cdot L$ ..... globalement dans la section du voile.

$A_{\min} = 0.10\% b \cdot L$ ..... dans la zone courante.

Le schéma suivant représente les voiles qui existent en 3D :



**Fig VI.3 : Vue en 3D des voiles existants.**

L'épaisseur des voiles dans les niveaux des étages : **e = 20 cm**

L'épaisseur des voiles d'ascenseur : **e = 15 cm**

**VI.3.1.1. Exemple de calcul (Voile V1) :**

Les données utilisées sont les suivantes :

Section :  $L = 8.65 \text{ m}$  ;  $b = 0.20 \text{ m}$ .

Moment d'inertie :  $I = 0.20 \cdot 8.65^3 / 12 = 10.78 \text{ m}^4$ .

$M = 20082.50 \text{ KN.m}$ .

$N = 3921.23 \text{ KN.m}$

Les valeurs à calculer sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_A = 10323.82 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_B = - 5790.61 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{On a deux contraintes de signe opposée, alors SPC.}$$

$$L_t = \frac{L \cdot \sigma_{inf}}{\sigma_{sup} + \sigma_{inf}} = 3.10 \text{ m}$$

$$T = 0.50 \cdot \sigma_{INF} \cdot L_t \cdot b = 1795.08 \text{ KN .}$$

$$A_{S\text{cal}} = T \cdot \gamma_S / f_e$$

$$A_{S\text{cal}} = 44.87 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1) :  $A_{RPA} = 0.20\% \cdot b \cdot L_t$ .

b: Epaisseur du voile.

$L_t$  : Longueur de la section tendue.

$$A_{\text{minRPA}} = 12.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA \text{ (ml/face)}} = A_{RPA} / (2 \cdot L_t) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml/face.}$$

$$A_{\text{min}} = 0.0015 \cdot b \cdot L = 25.95 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{\text{min(ml/face)}} = A_{\text{min}} / (2 \cdot L_t) = 4.18 \text{ cm}^2/\text{ml/face.}$$

$$A_S = \text{MAX} (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ; A_{RPA}) = 44.87 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$St \leq \min (1.5 \text{ e. } 30) = 30 \text{ cm..... Soit: } St = 20\text{cm.}$$

✓ **En zone courante :** pour une face.

$$St \leq \min (1.5 \text{ e. } 30) = 30 \text{ cm..... Soit: } St = 20\text{cm.}$$

Alors, on prend:  $34T12 = 38.42 \text{ cm}^2$ .

✓ **En zone d'about :** pour une face.

$$S_{ta} = St/2 = 10 \text{ cm. Alors, on prend : } 16T14 = 24.64\text{cm}^2.$$

Alors, Pour toute la longueur du voile :  $A_V = 34T12 + 16T14 = 63.06 \text{ cm}^2$ . Pour 1 face.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

✓ **Les autres voiles :**

• **Suivant YY :**

Voile	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7
N S	SPC	SEC	SPC	SEC	SPC	SEC	SEC
L(m)	8.65	3.05	5.50	2.10	4.62	1.1	8.44
b(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I(m <sup>4</sup> )	10.78	0.47	2.77	0.15	1.64	0.022	10.02
S(m <sup>2</sup> )	1.73	0.61	1.1	0.42	0.92	0.22	1.68
Y(m)	4.325	1.525	2.75	1.05	2.31	0.55	4.22
M(KN.m)	20082.50	1202.81	5458.91	490.015	3108.16	94.91	11396.15

<b>N(KN)</b>	3921.23	2681.54	3864.54	2358.39	3110.21	1706.33	9751.94
<b><math>\sigma_A</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	10323.60	8298.69	8932.70	9045.31	7758.61	10128.79	10604.29
<b><math>\sigma_B</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-5790.61	493.22	- 1906.28	2185.10	-997.29	5383.29	1005.15
<b>Lt (m)</b>	3.10	3.05	0.96	2.10	0.52	1.1	8.44
<b>T (KN)</b>	1795.08	-	183.00	-	51.85	-	-
<b>AS cal(cm<sup>2</sup>)</b>	44.87	-	4.57	-	1.29	-	-
<b>AS rpa (cm<sup>2</sup>)</b>	12.40	12.2	3.84	8.4	2.08	4.4	33.76
<b>Amin(cm<sup>2</sup>)</b>	25.95	9.15	16.5	6.3	13.86	3.3	25.32
<b>AS cal(ML/Face)</b>	7.23	-	2.38	-	1.23	-	-
<b>As rpa(ML/Face)</b>	2	2	2	2	2	2	2
<b>A min(ML/Face)</b>	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	44.87	12.2	16.5	8.4	13.86	4.4	33.76
<b>Av = As/ 2*L<sub>t</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	7.23	2	8.59	2	13.32	2	2
<b>Avt = 2*Av* L(cm<sup>2</sup>)</b>	125.07	12.2	94.49	8.4	123.07	4.4	33.76
<b>st courant</b>	20	30	20	30	20	15	20
<b>barre courant</b>	34T12	8T8	22T14	5T10	25T14	2T10	22T8
<b>St about</b>	10	15	10	15	10	7.5	10
<b>barre about</b>	16T14	4T10	10T14	4T10	12T16	4T10	10T10
<b>Av adopté</b>	126.12	14.32	98.56	14.22	125.24	9.48	37.8

<b>Voile</b>	<b>V8</b>	<b>V9</b>	<b>V10</b>	<b>V11</b>	<b>V12</b>	<b>V13</b>	<b>V14</b>
<b>N S</b>	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
<b>L(m)</b>	4.3	5.61	2.10	2.10	3.57	1.1	7.34
<b>b(m)</b>	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	1.32	2.94	0.15	0.15	0.75	0.022	6.59
<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	0.86	1.12	0.42	0.42	0.71	0.22	1.46
<b>Y(m)</b>	2.15	2.805	1.05	1.05	1.785	0.55	3.67
<b>M(KN.m)</b>	1587.04	5969.16	516.54	487.61	1623.99	73.17	9237
<b>N(KN)</b>	1441.44	6775.92	2236.48	2329.38	3005.33	1587.49	9935.72
<b><math>\sigma_A</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	4261.04	11744.98	8940.73	8959.41	8097.94	9045.11	11949.4
<b><math>\sigma_B</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-908.85	354.86	1709.17	2132.87	367.76	5386.61	1661.16
<b>Lt (m)</b>	0.75	5.61	2.10	2.10	3.57	1.1	7.34
<b>T (KN)</b>	68.16	-	-	-	-	-	-
<b>AS cal(cm<sup>2</sup>)</b>	1.70	-	-	-	-	-	-
<b>AS rpa (cm<sup>2</sup>)</b>	3	22.44	8.4	8.4	14.20	4.4	29.36
<b>Amin(cm<sup>2</sup>)</b>	12.9	16.83	6.3	6.3	10.71	3.3	22.02

<b>AS cal(ML/Face)</b>	1.13	-	-	-	-	-	-
<b>As rpa(ML/Face)</b>	2	2	2	2	1.98	2	2
<b>A min(ML/Face)</b>	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	12.9	22.44	8.4	8.4	14.20	4.4	29.36
<b>Av = As/ 2*L<sub>t</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	8.6	2	2	2	1.98	2	2
<b>Avt = 2*Av* L(cm<sup>2</sup>)</b>	73.95	22.44	8.4	8.4	14.13	4.4	4.4
<b>st courant</b>	20	30	30	30	30	30	30
<b>barre courant</b>	17T14	14T8	5T10	5T10	9T8	2T10	19T8
<b>St about</b>	10	15	15	15	15	15	15
<b>barre about</b>	8T14	6T10	4T10	4T10	4T10	4T10	8T10
<b>Av adopté</b>	77	23.48	14.22	14.22	15.32	9.48	31.64

Voile	V15	V24	V25
<b>N S</b>	SPC	SEC	SEC
<b>L(m)</b>	7.94	0.65	1.5
<b>b(m)</b>	0.2	0.15	0.15
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	8.34	0.003	0.042
<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	1.58	0.09	0.225
<b>Y(m)</b>	3.97	0.325	0.75
<b>M(KN.m)</b>	9169.46	3.99	6.8
<b>N(KN)</b>	5788.46	346.40	798.92
<b>σ<sub>A</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	8028.41	4281.13	3672.17
<b>σ<sub>B</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-701.25	3416.63	3429.33
<b>L<sub>t</sub> (m)</b>	0.63	0.65	1.5
<b>T (KN)</b>	44.17	-	-
<b>AS cal(cm<sup>2</sup>)</b>	1.10	-	-
<b>AS rpa (cm<sup>2</sup>)</b>	2.52	1.95	4.5
<b>Amin(cm<sup>2</sup>)</b>	23.82	1.46	3.37
<b>AS cal(ML/Face)</b>	0.87	-	-
<b>As rpa(ML/Face)</b>	2	1.5	1.5
<b>A min(ML/Face)</b>	1.5	1.12	1.12
<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	23.82	1.95	4.5
<b>Av = As/ 2*L<sub>t</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	1.5	1.5	1.5
<b>Avt = 2*Av* L(cm<sup>2</sup>)</b>	23.82	1.95	4.5
<b>st courant</b>	30	30	30
<b>barre courant</b>	21T8	2T10	2T10
<b>St about</b>	15	15	15

barre about	10T8	4T10	4T10
Av adopté	31	9.48	9.48

Tab VI.1 : Ferrailage vertical des voiles dans le sens Y-Y.

• Suivant XX :

Voile	V16	V17	V18	V19	V20	V21	V22
N S	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC	SEC
L(m)	5.45	0.8	1.55	2.46	0.75	1.8	1.8
b(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.15
I(m <sup>4</sup> )	2.69	0.008	0.062	0.24	0.007	0.09	0.07
S(m <sup>2</sup> )	1.09	0.16	0.31	0.49	0.15	0.36	0.27
Y(m)	2.725	0.4	0.775	1.23	0.375	0.9	0.9
M(KN.m)	9425.20	200.63	763.04	1671.71	245.84	4.72	1.39
N(KN)	7042.03	1247.89	2315.21	2011.18	801.50	1335.05	1017.11
$\sigma_A$ (KN/m <sup>2</sup> )	16008.4	17830.81	17006.41	12671.95	18513.33	3755.67	3749.20
$\sigma_B$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3087.26	-2232.19	-2069.59	-4463.07	-7826.67	3661.27	3784.94
Lt (m)	0.88	0.08	0.16	0.64	0.22	1.8	1.8
T (KN)	271.67	17.85	33.11	285.63	172.18	-	-
AS cal(cm <sup>2</sup> )	6.79	0.44	0.82	7.14	4.30	-	-
AS rpa (cm <sup>2</sup> )	3.52	0.32	0.64	2.56	0.88	7.2	7.2
Amin(cm <sup>2</sup> )	16.35	2.4	4.65	7.38	2.25	5.4	5.4
AS cal(ML/Face)	3.85	2.75	2.56	5.57	9.77	-	-
As rpa(ML/Face)	2	2	2	2	2	2	2
A min(ML/Face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As(cm <sup>2</sup> )	16.35	2.4	4.65	7.38	4.30	3	3
Av = As/ 2*L <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	9.28	15	14.53	5.76	9.77	2	2
Avt = 2*Av* L(cm <sup>2</sup> )	101.15	24	45.04	28.33	14.65	3	3
st courant	20	15	15	15	15	30	30
barre courant	21T14	4T14	8T16	13T10	4T10	4T8	4T8
St about	10	7.5	7.5	7.5	7.5	15	15
barre about	6T16	4T14	4T16	6T10	4T12	4T8	4T8
Av adopté	104.88	24.64	48.24	30.02	15.36	8	8

Tab VI.2 : Ferrailage vertical des voiles dans le sens X-X.

### VI.3.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

La vérification de cisaillement se fait comme suit: (Article 7.7.2.RPA99).

$$\tau = 1.4 * V / (b * 0.90 * L) \dots \tau_{lim} = \bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28}, 5MPA) = 3,25MPA$$

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant:

- Suivant YY :

Voiles	V (KN)	b(m)	L(m)	D(m)	$\tau$ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V1	1085.59	0.2	8.65	7.785	0.976124599	3.25	Cv
V2	232.59	0.2	3.05	2.745	0.593125683	3.25	Cv
V3	1115.42	0.2	5.5	4.95	1.577361616	3.25	Cv
V4	217.93	0.2	2.1	1.89	0.807148148	3.25	Cv
V5	999.9	0.2	4.62	4.158	1.683333333	3.25	Cv
V6	330.18	0.2	1.1	0.99	2.334606061	3.25	Cv
V7	923.58	0.2	8.44	7.596	0.851113744	3.25	Cv
V8	514.22	0.2	8.65	7.785	0.462368658	3.25	Cv
V9	1042.2	0.2	5.61	5.049	1.444919786	3.25	Cv
V10	226.05	0.2	2.1	1.89	0.837222222	3.25	Cv
V11	207.76	0.2	2.1	1.89	0.769481481	3.25	Cv
V12	909.19	0.2	3.57	3.213	1.9808061	3.25	Cv
V13	311.17	0.2	1.1	0.99	2.200191919	3.25	Cv
V14	953.8	0.2	7.34	6.606	1.010687254	3.25	Cv
V15	965.02	0.2	7.94	7.146	0.945303666	3.25	Cv
V24	144.95	0.15	0.65	0.585	2.312592593	3.25	Cv
V25	139.43	0.15	1.5	1.35	0.963960494	3.25	Cv

Tab VI.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement suivant Y-Y.

- Suivant XX :

Voiles	V (KN)	b(m)	L(m)	D(m)	$\tau$ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$
V16	1105.43	0.2	5.45	4.905	1.577575943	3.25	Cv
V17	232.87	0.2	0.8	0.72	2.264013889	3.25	Cv
V18	220.55	0.2	1.55	1.395	1.106702509	3.25	Cv
V19	218.63	0.2	2.46	2.214	0.691242096	3.25	Cv
V20	194.24	0.2	0.75	0.675	2.014340741	3.25	Cv
V21	194.39	0.2	1.8	1.62	0.83995679	3.25	Cv
V22	147.07	0.15	1.8	1.62	0.847316872	3.25	Cv

Tab VI.4 : Vérification de la contrainte de cisaillement suivant X-X.

VI.3.1.3. Calcul de ferraillage horizontal :

D'après le BAEL :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\tau_u - \tau_0).b}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{Avec : } \alpha = 90^\circ$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{ij} \times K \quad ; \quad f_{ij} = \{f_{ij}; 3.3MPa\}$$

K= 0 Pas de reprise de bétonnage.



Donc :  $\tau_0 = 0 S_t \leq (1.5 \times e ; 30cm)$

On adopte :  $St = 20cm$ .

D'après le RPA99. Le pourcentage minimal exige pour la partie courante devoir être armée d'un carrelage d'armature en double nappe est :

- pour :  $\tau \leq 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A_t = 0,0015b.L$
- pour :  $\tau > 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A_t = 0,0025b.L$

❖ Exemple de calcul:

Voile V1:

$V = 1085.59 KN \Rightarrow \tau_u = 0.97 MPA$

D'après le BAEL :  $A_{BAEL} = \frac{(\tau_u \cdot S_t) \cdot b}{0.9 \cdot (F_e / \gamma_s)} = \frac{0.97 \times 20 \times 20}{0.9 \cdot 400} = 1.08cm^2 \Rightarrow A_t \geq 1.08 cm^2$

Ferraillage minimal de le RPA :

On à :  $\tau = 0.97MPa > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625MPa \Rightarrow A_t = 0.0025 \times 20 \times 865 = 43.25cm^2$ .

$A_{RPA} = 43.25cm^2$  Alors :  $A_t = \max (1.08 cm^2 ; 43.25cm^2) = 43.25cm^2$

$A_t(ml/face) = \frac{43.25}{(2 \times 3.06)} = 2.5 cm^2/ml/face$ .

Soit :  $A_{adopté}(ml/face) = 5T8 = 2.51 cm^2$

Les résultats de calcul des autres voiles sont résumés dans le tableau suivant :

• suivant YY :

voiles	$\tau(MPA)$	St(cm)	b(m)	$A_{BAEL}(cm^2)$	$A_{RPA}(cm^2)$	$A_t(cm^2/ml /face)$	$A_{adopt}(cm^2/ml /face)$
V1	0.976124599	20	0.2	1.08458289	43.25	2.5	5T8 = 2.51
Tt	0.593125683	20	0.2	0.65902854	15.25	2.5	5T8 = 2.51
V3	1.577361616	20	0.2	1.75262402	27.5	2.5	5T8 = 2.51
V4	0.807148148	20	0.2	0.89683128	10.5	2.5	5T8 = 2.51
V5	1.683333333	20	0.2	1.87037037	23.1	2.5	5T8 = 2.51
V6	2.334606061	20	0.2	2.59400673	5.5	2.5	5T8 = 2.51
V7	0.851113744	20	0.2	0.94568194	42.2	2.5	5T8 = 2.51
V8	0.462368658	20	0.2	0.51374295	43.25	2.5	5T8 = 2.51
V9	1.444919786	20	0.2	1.60546643	28.05	2.5	5T8 = 2.51
V10	0.837222222	20	0.2	0.93024691	10.5	2.5	5T8 = 2.51
V11	0.769481481	20	0.2	0.85497942	10.5	2.5	5T8 = 2.51
V12	1.9808061	20	0.2	2.20089567	17.85	2.5	5T8 = 2.51
V13	2.200191919	20	0.2	2.44465769	5.5	2.5	5T8 = 2.51
V14	1.010687254	20	0.2	1.12298584	36.7	2.5	5T8 = 2.51
V15	0.945303666	20	0.2	1.05033741	39.7	2.5	5T8 = 2.51

V24	2.312592593	15	0.15	1.44537037	2.43	1.87	5T8 = 2.51
V25	0.963960494	15	0.15	0.60396049	5.62	1.87	5T8 = 2.51

Tab VI.5 : Résultats de ferraillage horizontal suivant Y-Y .

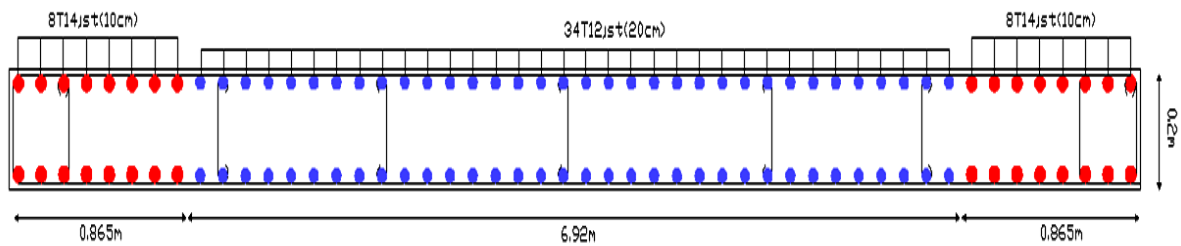
• Suivant XX :

voiles	$\tau$ (MPa)	St(cm)	B (m)	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> /ml/face)	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> /ml /face)
V16	1.577575943	20	0.2	1.75286216	27.25	2.5	5T8 = 2.51
V17	2.264013889	20	0.2	2.51557099	4.00	2.5	5T8 = 2.51
V18	1.106702509	20	0.2	1.22966945	7.75	2.5	5T8 = 2.51
V19	0.691242096	20	0.2	0.76804677	12.3	2.5	5T8 = 2.51
V20	2.014340741	20	0.2	2.23815638	3.75	2.5	5T8 = 2.51
V21	0.83995679	20	0.2	0.93328532	9.00	2.5	5T8 = 2.51
V22	0.847316872	15	0.15	0.52957304	6.75	1.87	5T8 = 2.51

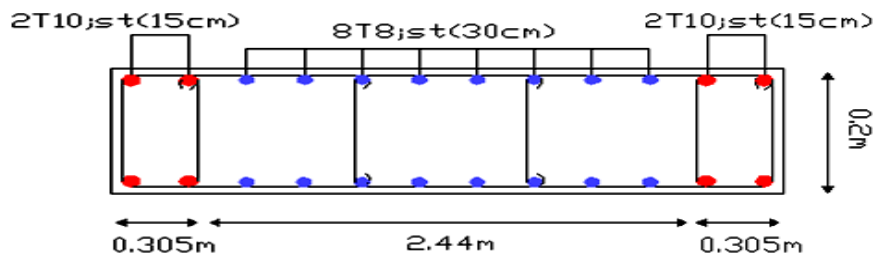
Tab VI.6 : Résultats de ferraillage horizontal suivant X-X.

• Croquis de ferraillages des voiles :

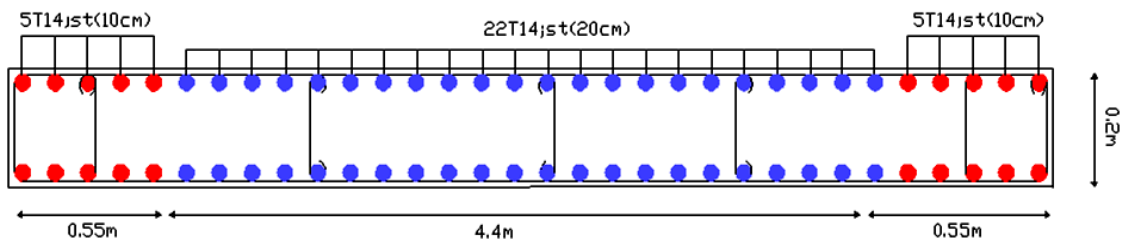
Voile 1 :



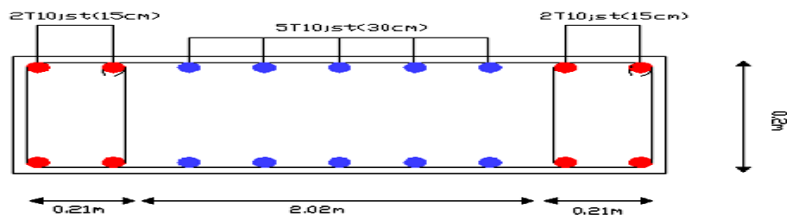
Voile 2 :



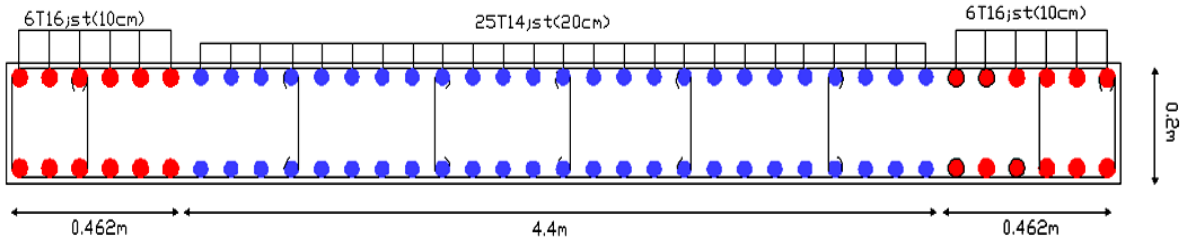
Voile 3 :



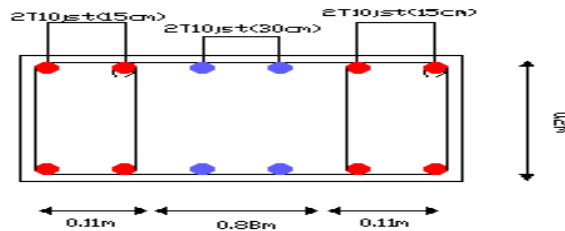
Voile 4 et 10 et 11:



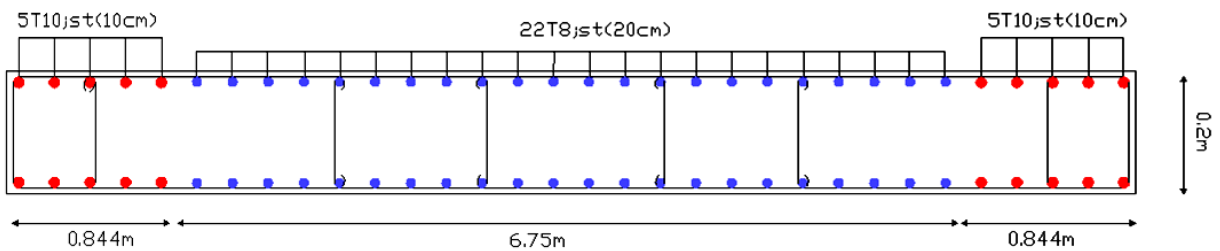
Voile 5 :



Voile 6 et 13 :

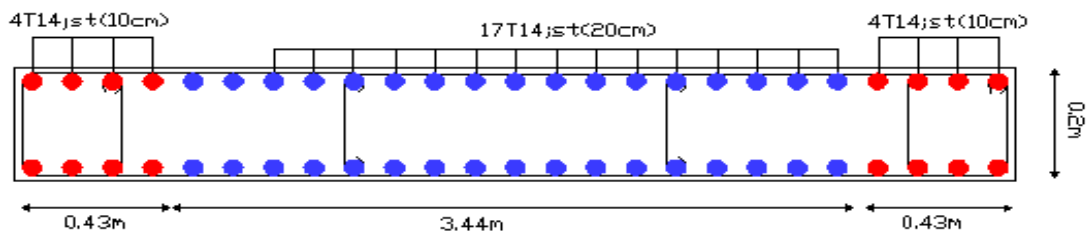


Voile 7 :

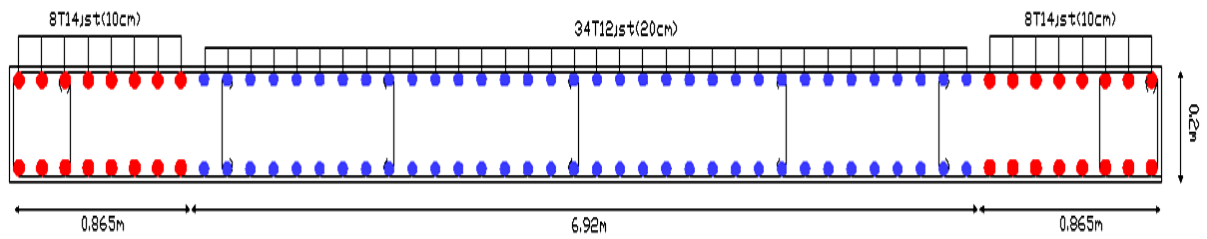


Voile 8:

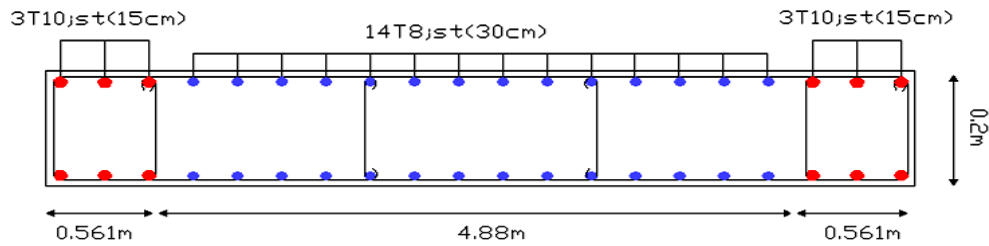
- En étage :



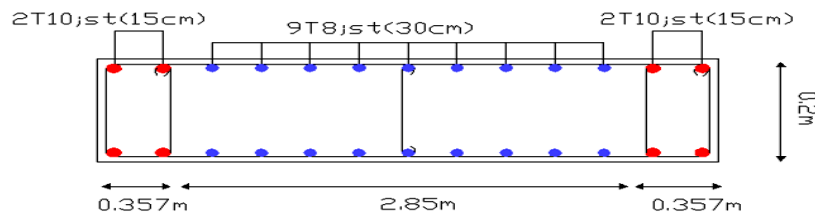
- En sous sol :



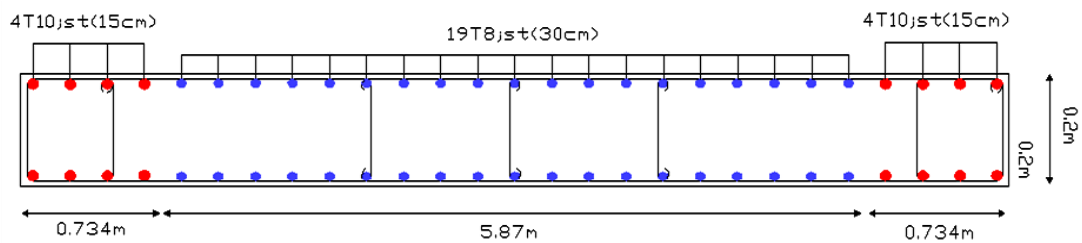
Voile 9:



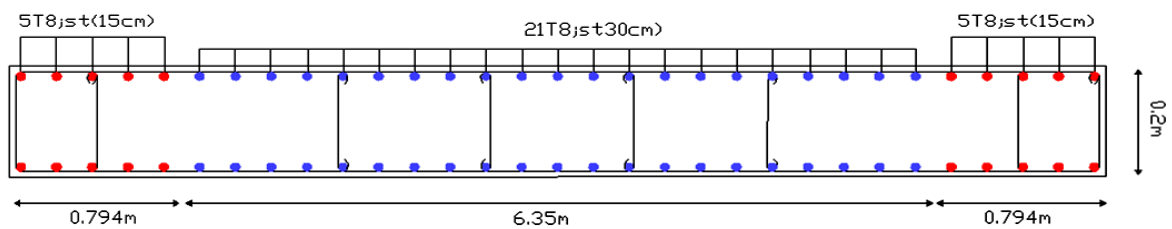
Voile 12 :



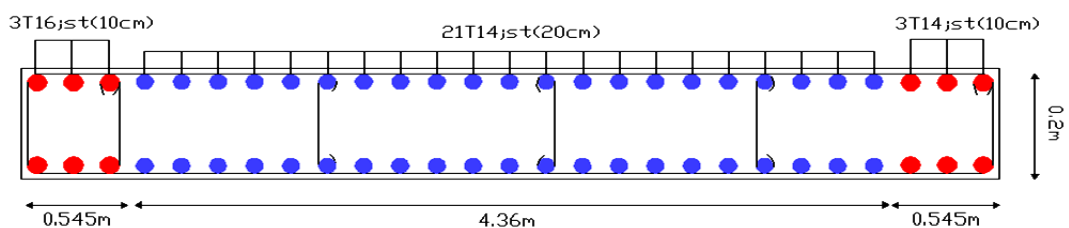
Voile 14 :



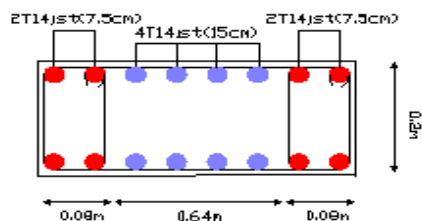
Voile 15:



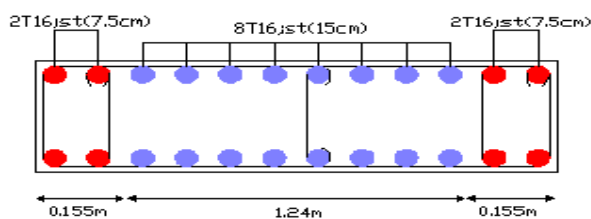
Voile 16 :



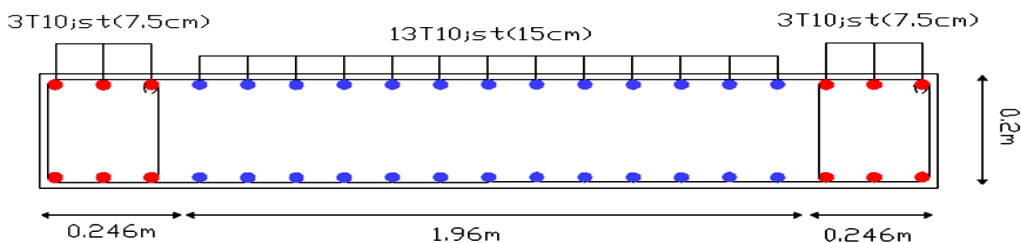
Voile 17 :



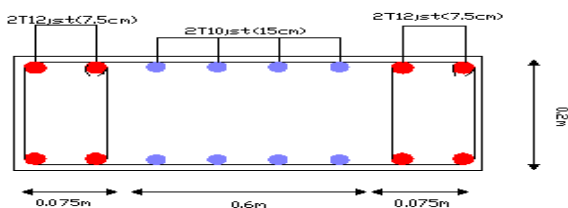
Voile 18 :



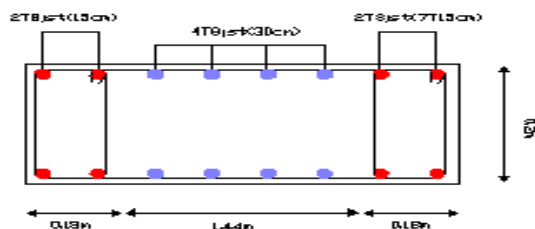
Voile 19 :



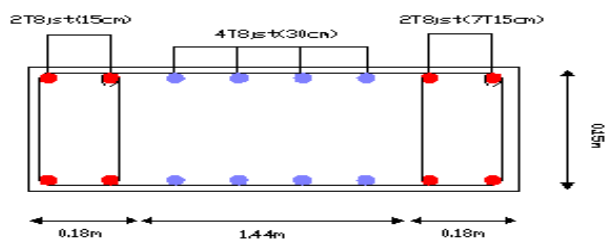
Voile 20 :



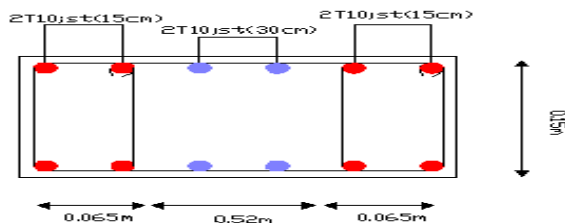
Voile 21 :



Voile 22 :



Voile 24 :



Voile 25 :

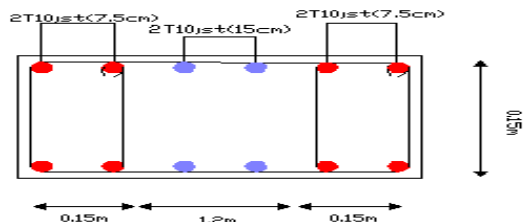


Fig VI.4 : Ferraillage des voiles existants.

VI.4. Ferraillage des poteaux et poutres :

VI.4.1. Ferraillage des poteaux (30\*30) :

Pour le réseau décoratif on adopte le ferraillage suivant :

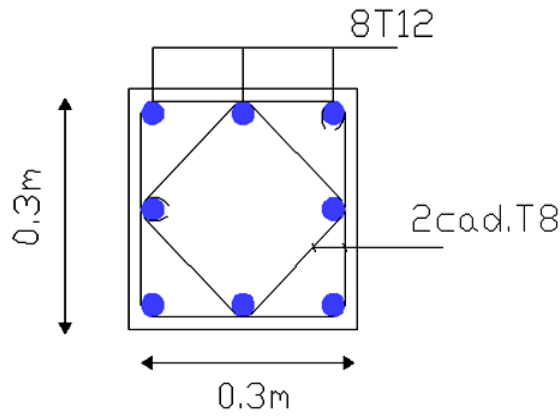
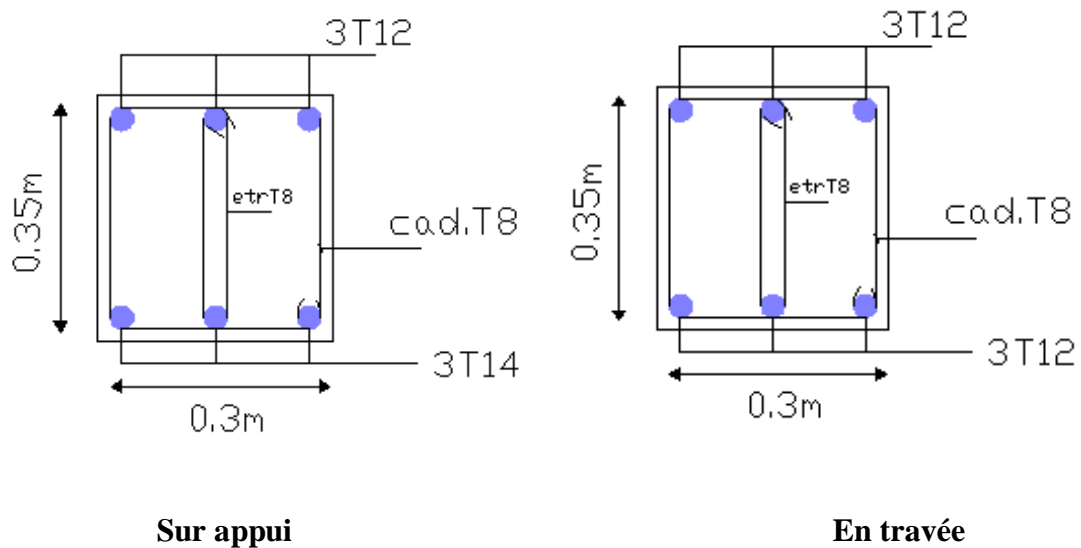


Fig VI.5 : Schéma de ferraillage des poteaux.

VI.4.2. Ferraillage des poutres longitudinale et transversale (30\*35) :



Sur appui

En travée

Fig VI.6 : Schéma de ferraillage des poutres.



# *Chapitre VII*

## *Etude de l'infrastructure*





**VII.1. Introduction :**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux: fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

**VII.2. Choix du type des fondations :**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec une capacité portante du sol égale à **2.5 bars** et le bon sol, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux, et semelles filantes sous mur (voile) Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
- ( $S_{\text{semelles}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%$ ).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

- Avec :  $N_{\text{ser}} = G + Q$
- $\sigma_{\text{sol}} = 2.50 \text{ bars} = 250 \text{ KN/ m}^2$ .

**VII.2.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :**

- $S_{\text{bat}}$ : Surface total du bâtiment = 593.30 m<sup>2</sup> ; d'après **SOCETEC**.
- les surfaces des semelles : d'après **l'ETABS**.

Voiles	$N_{ser}$ (KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bar)	$S=N/\bar{\sigma}_{sol}$ (m <sup>2</sup> )	
Sens Y-Y	V1	5115.55	2.5	20.46
	V2	2524.42	2.5	10.09
	V3	4243.85	2.5	16.97
	V4	1654.12	2.5	6.61
	V5	3308.53	2.5	13.23
	V6	951.55	2.5	3.80
	V7	5380.29	2.5	21.52
	V8	3231.83	2.5	12.92
	V9	4030.57	2.5	16.12
	V10	1702.09	2.5	6.80
	V11	1577.17	2.5	6.30
	V12	2400.33	2.5	9.60
	V13	1229.15	2.5	4.91
	V14	4805.37	2.5	19.22
	V15	5669.22	2.5	22.67
	V24	346.40	2.5	1.38
	V25	798.92	2.5	3.19
Sens X-X	V16	4021.39	2.5	16.08
	V17	344.00	2.5	1.37
	V18	1200.03	2.5	4.80
	V19	1836.12	2.5	7.34
	V20	545.41	2.5	2.18
	V21	1335.05	2.5	5.34
	V22	1017.11	2.5	4.06
<b>Somme</b>		59268.47		236.96

Tab VII.1 : Les surfaces des semelles filantes.

$N_{tot} = 124254.99$  KN.

$S_{tot} = 496.77$  m<sup>2</sup>.

On a  $S_{TOT}/S_{BAT} = 496.77/593.30 = 0.83..... 83\% > 50\%$

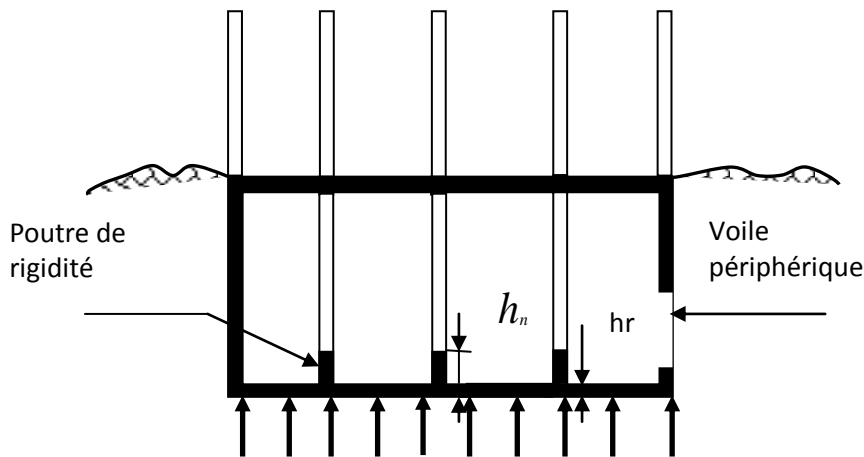
Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse **50 %** de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation.

#### VII.2.2. Radier général :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs et les poteaux de l'ossature, ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction du sol.

**VII.2.2.1. Pré dimensionnement du radier :**

L'épaisseur du radier (hr) doit vérifier les conditions suivantes :



**Fig VII.1 : Schéma Statique du radier.**

**VII.2.2.1.1. Nervure :**

- **Condition forfaitaire :**  $h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$

$L_{max} = 8.65$  m d'où:  $h_n \geq 86.50$  cm..... On prend:  $h_n = 90$ cm.

- **Condition de la longueur élastique :**  $L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} : K = 40000 \text{KN/m}^3; E = 3.21 \cdot 10^7 \text{KN/m}^2.$$

D'où:  $h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{max}^4}{E \pi^4}} = 1.50 \text{m} \dots\dots$  On adopte  $h_n = 150$ cm.

**VII.2.2.1.2. L'épaisseur de la dalle :**

- **condition forfaitaire :**  $h \geq L_{max}/20$ .

Telle que :  $L_x = 8.65$  m. Donc on a :  $h \geq 43.25$ cm.

On choisit  $hr = 90$  cm.

- **Condition de résistance au cisaillement :**

D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.15 f_{cj} / \gamma_b$$

Où :  $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU, On a:  $N_u = 146994.78\text{KN}$

$L_{\text{max}}$  : la plus grande portée de la dalle = 9.55 m.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} \Rightarrow q_u = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{146994.78}{593.30} \Rightarrow q = 247.75\text{KN/ml}$$

$$V_u = \frac{247.75 \times 9.55}{2} = 1183\text{KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{1183}{1 \times 0.9 \times 0.9 \times 10^3} = 1.46\text{MPa. Avec : } \bar{\tau} = \frac{0.150}{1.5} \times 25 = 2.5\text{MPa.....cv}$$

**VII.2.2.1.3. Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \text{Max} (hr / 2, 30\text{cm}) = 45\text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Soit : } D = 50\text{cm}$$

$$D' \text{ où : } S_R = S + D \times P = 593.30 + 0.5 \times 194.9 = 690.75\text{m}^2$$

Alors la surface du radier est  $S_r = 690.75\text{m}^2$ .

**VII.2.3. Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de 90 cm, avec des nervures d'une hauteur  $h = 150\text{ cm}$ . Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

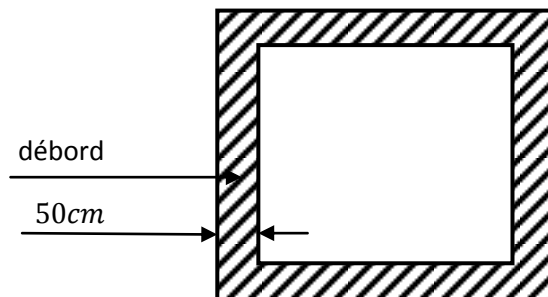


Figure VII.2 : La surface totale du radier.

**VII.3. Vérification du radier:**

❖ **Vérification au poinçonnement (1.35G + 1.5Q) :**

➤ **Sous voiles :**

Dans notre cas, on a le voile V15 de longueur 7.94 m

$$N_u = 7763.02\text{ KN}$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml).

$$N_u / \text{ml} = 7763.02 / 7.94 = 977.71\text{KN/ml}$$

$$\mu_c = 2(L + b + 2 hn) = 2(7.94 + 0.2 + 2 \times 1.5) = 22.28\text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h_n \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u = 7763.02 < 25065\text{KN} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du voile.

**VII.4. Calcul de la surface du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$N_{SER}/S \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots S_{min} \geq N_{SER}/\sigma_{adm}$$

- $N = (N \text{ radier} + N \text{ bâtiment}) = (G \text{ radier} + G \text{ bâtiment})$

- $N = (496.77 \times 0.90 \times 25) + 124254.99 = 135432.31 \text{ KN}$ .

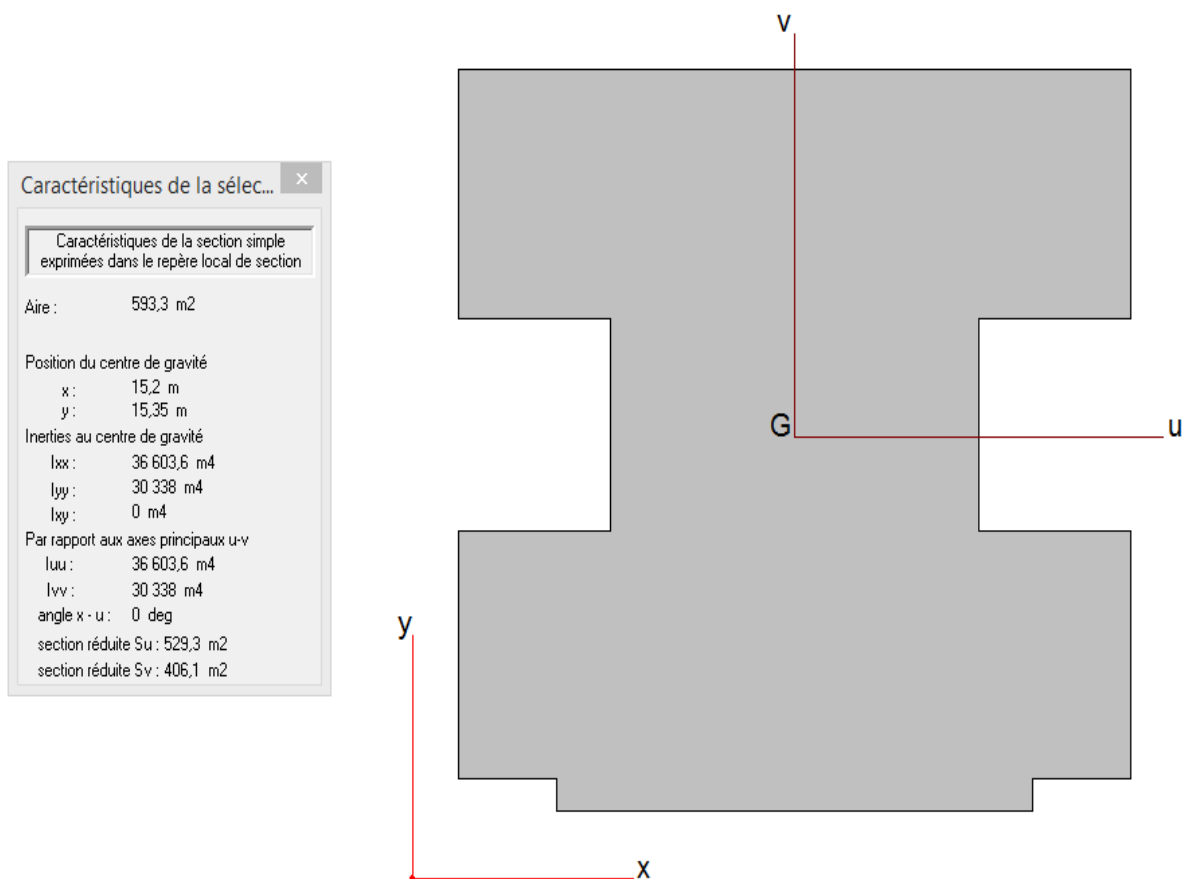
$$\sigma_{adm} = 250 \text{KN/m}^2 \quad \text{Alors:} \quad S_{MIN} = 541.72 \text{m}^2$$

- L'empreinte totale du bâtiment est de:  $593.30 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

**VII.5. Caractéristiques géométriques du radier :**

- Les inerties du radier sont calculées par **SOCETEC** on obtient la figure ci-après :



**Fig VII.3 : Schéma du radier.**

➤ Calcul de l'excentricité :

❖ Centre de gravité du radier (infrastructure) :  $\begin{cases} X_G = 15.20m \\ Y_G = 15.35m \end{cases}$

❖ Centre des masses du bâtiment (superstructure) : d'après l'ETABS.

$$\begin{cases} X_m = 15.202m \\ Y_m = 15.408m \end{cases}$$

Donc: les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivants :

$$\begin{cases} e_x = 0.002 \text{ m.} \\ e_y = 0.058m. \end{cases}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

**VII.6. Vérification de la stabilité du radier:**

**VII.6.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :  $\sigma = N/Sr \leq \sigma_{ADM}$

$N_T = N_{bat} + N \text{ (radier).}$

$N_{RAD} = S_{tot}.hr.25 = 11177.32KN.$

$N_T = 135432.31KN \dots\dots\dots N_T/Sr = 196.06KN/m^2 \leq \sigma_{ADM} = 250 KN/m^2 \dots\dots CV.$

**VII.6.2. Vérification de la Stabilité du radier vis-à-vis du soulèvement : sous (0.8G± E)**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles: 0.8 G ± E: d'après l'ETABS.

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = M/N \leq L/4$

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison **0.8G ± EX** :

	N(t)	MX (KN.m)	MY (KN.m)	EX (m)	Ey (m)	LX/4 (m)	LY/4 (m)	Observ
<b>0.8G ± E</b>	89981.12	349032.81	418567.73	3.87	4.65	6.70	6.45	CV

**Tab VII.2 : Stabilité du radier.**

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens et pour les deux variantes.

**VII.6.3. Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

$$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4, \text{ avec: } \sigma_1 = N/S + M \cdot V/I \quad \sigma_2 = N/S - M \cdot V/I.$$

$$I_x = 36603.60m^4 \quad I_y = 30338m^4.$$

	Sens X	Sens Y
<b>M (KN.m)</b>	349032.81	418567.73
<b>N (KN)</b>	89981.12	89981.12
<b><math>\sigma_1</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	275.20	342.04
<b><math>\sigma_2</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	-14.67	-81.51
<b><math>\sigma_m</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	202.73	236.15

**Tab VII.3 : Calcul des contraintes.**

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 250 \text{ KN/m}^2$ , donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

**VII.6.4. Vérification de la Stabilité du radier vis-à-vis le renversement : sous (G+Q+E):**  
d'après l'ETABS.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} X \leq 1,5 \overline{\sigma_s}$$

	N(KN)	Mx(KN.m)	My (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	Obs
<b>G+Q+Ex</b>	128333.76	350701.27	/	331.42	40.15	258.60	CV
<b>G+Q+Ey</b>	125708.17	/	399229.61	383.98	-20	282.98	CV

**Tab VII.4 : Vérification sous G+Q+E.**

$\sigma_m < 1.5\sigma_{adm} = 375 \text{ KN/m}^2$ , donc la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

**VII.7. Ferrailage du radier :**

**VII.7.1. Dalle de radier :**

**VII.7.1.1. Les combinaisons de charges**

**ELU:**  $q_u = 1.35(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol}) = 1.35(\frac{11177.32}{690.75} - 250) = 315.65 \text{ KN/m}^2.$

**ELS:**  $q_{ser} = G_{rad} / S_{rad} - \sigma_s = 233.81 \text{ KN/m}^2.$

**VII.7.1.2. Ferrailage de panneau le plus sollicité :**

On a pour le panneau le plus sollicité :  $L_x = 3.6 \text{ m}, L_y = 9.55 \text{ m}, \alpha = L_x / L_y.$

$\alpha = 0.37 < 0.4$  (la dalle porte dans un seul sens).

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{qlx^2}{8} \\ M_{oy} = 0 \end{cases}$$

❖ ELU :

Panneau	Lx(m)	Ly(m)	α	Qu	M <sub>ox</sub> (KN.m)
3.6*9.55	3.60	9.55	0.37	315.65	511.35

Tab VII.5 : Moments à l'ELU.

❖ ELS :

Panneau	Lx(m)	Ly(m)	α	Qs	M <sub>ox</sub> (KN.m)
3.6*9.55	3.60	9.55	0.37	233.81	378.77

Tab VII.6 : Moments à l'ELS.

VII.7.1.3. Calcul des sections d'armatures :

Pour un panneau intermédiaire :

✓ Moment en travée : ( $M_{tx} = 0.75. M_x$  ;  $M_{ty} = 0.75. M_y$ )

✓ Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0.5. M_x$  ;  $M_{ay} = 0.5. M_y$ )

➤ Calcul de ferrailage :

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} , \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) , Z = d(1 - 0.4\alpha) , A_s = Mu / (Z \times \sigma_s) ,$$

Asmin = (0.23.b.d.ft28)/fe , St(x) ≤ min(3h<sub>0</sub> , 33cm) , St(a) ≤ 33cm Les résultats sont dans le tableau suivant:

ELU	sens (x-x)	
	Appuis	Travée
M <sub>0</sub> (KN, m)	511.35	
M <sub>U</sub> (KN. m)	255.67	383.51
b (cm)	100	100
h (cm)	90	90
d (cm)	81	81
F <sub>su</sub> (Mpa)	348	348
F <sub>bu</sub> (Mpa)	14.2	14.2
μ <sub>u</sub>	0.027	0.041
A	0.034	0.052
Z (cm)	79.89	79.31
As (cm <sup>2</sup> )	9.19	13.89
As min (cm <sup>2</sup> )	9.78	9.78
Chois des barres	5HA16	7HA16



As adopté (cm <sup>2</sup> )	10.05	14.07
S <sub>t</sub> (cm)	20	15
S <sub>t</sub> max (cm)	33	33
S <sub>t</sub> <S <sub>t</sub> max	C V	C V

Tab VII.7 : Ferrailage à l'ELU.

➤ Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que:  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$  On a :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ Position de l'axe neutre :

$$b y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0$$

➤ Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2 \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

➤ Contrainte du béton à la compression :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{\max}}{I} y$

➤ Contrainte d'acier à la traction :

La fissuration est très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 164.97 \text{ MPa}$$

➤ Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$\sigma_s = \eta \cdot K(d - y); \eta = 15 \cdot K = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$$

	sens (x-x)	
	Appuis	Travée
M <sub>o</sub> (KN.m)	378.77	
M <sub>s</sub> (KN.m)	189.38	284.07
A <sub>st</sub> (cm)	10.05	14.07
Y (cm)	14.19	16.50
I (cm <sup>4</sup> )	768125.53	1027758.26
K(N/mm <sup>3</sup> )	0.024	0.027
σ <sub>bc</sub> (MPa)	3.49	4.56

$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
$\sigma_{st}$ (MPa)	247.07	267.41
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	164.97	164.97
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifier	Vérifier
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Non vérifier	Non vérifier

Tab VII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Les contraintes dans l'acier n'est pas vérifiées il faut calculer les armatures a l'ELS.

$\mu s$	0.0017	0.0026
<b>B</b>	0.9306	0.9159
<b>Aser (cm<sup>2</sup>)</b>	15.22	23.21
<b>As min (cm<sup>2</sup>)</b>	9.78	9.78
<b>As adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	15.71	24.54
<b>Chois des barres</b>	5HA20	5HA25
<b>K</b>	57.09	44.45
$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{st}/K$ (Mpa)	2.88	3.71
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$	Vérifier	Vérifier
<b>St (cm)</b>	20	20
<b>St max (cm)</b>	33	33
<b>St &lt; St max</b>	CV	CV

Tab VII.9 : Calcul de ferrailage à l'ELS.

Les armatures de réparation :

**En appui :**  $A_r = A_s / 4 = 3.92 \text{ cm}^2$  ..... On adopte : **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>**.

**En travée:**  $A_r = A_s / 4 = 6.13 \text{ cm}^2$  ..... On adopte : **4HA14 = 6.16 cm<sup>2</sup>**.

❖ ferrailage du radier :

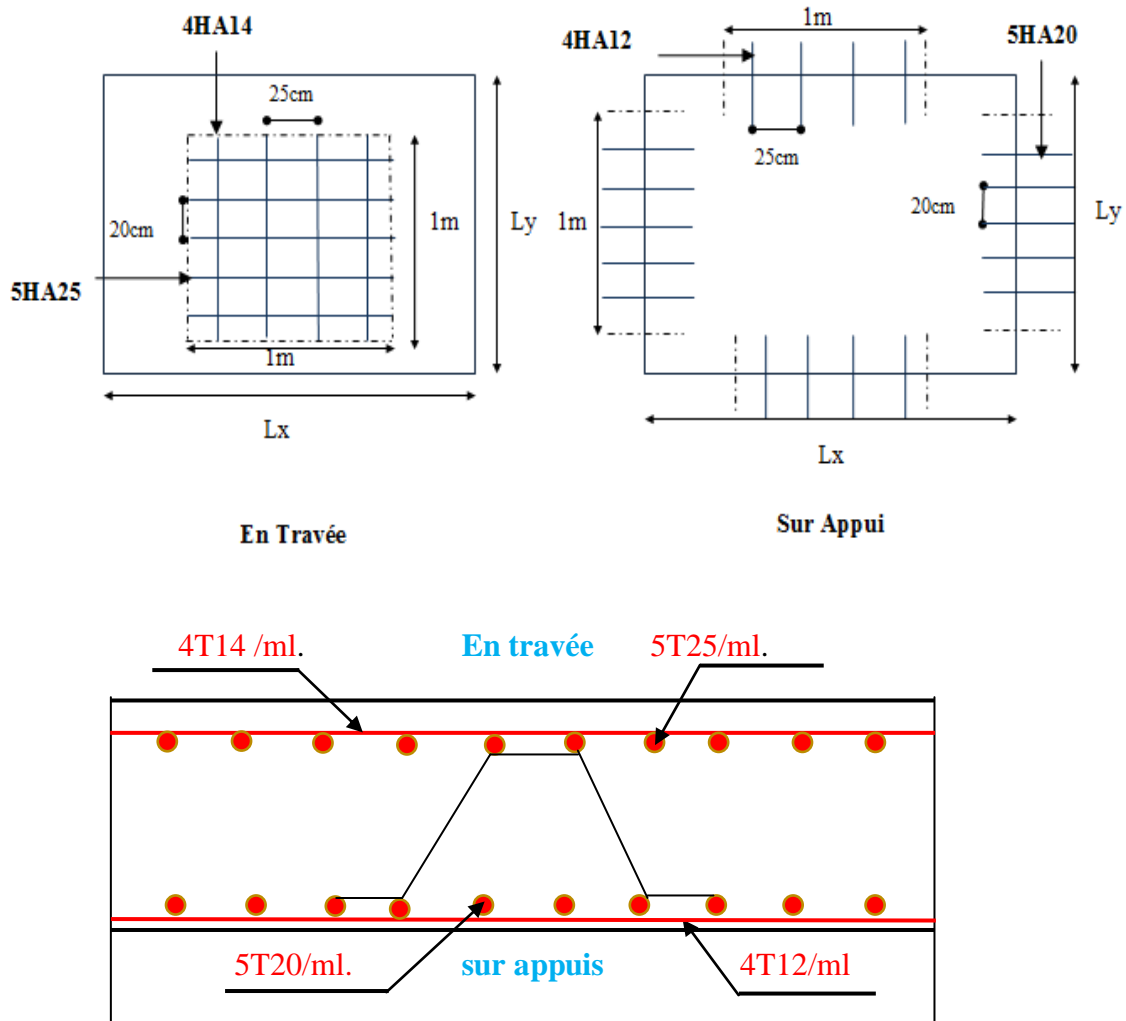


Figure VII.4 : Ferrailage du radier.

VII.7.1.4. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 50 \text{ cm}$ , le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1mètre avec :  $h = 90\text{cm}$  ;  $d = 81\text{cm}$

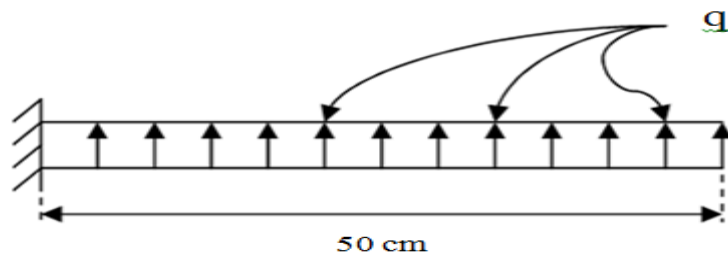


Fig VII.5 : Présentation schématique du débord.

La fissuration est très préjudiciable :  $M_{max} = \frac{q_u \cdot L^2}{2}$  ; Donc ont ferraille à l'ELS :

❖ Cas ELU:

$Q_u = 315.65 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots M_u = Q_u \cdot L^2 / 2 = 315.65 \cdot 0.50^2 / 2 = 39.45 \text{ KN.m.}$

❖ Cas ELS:

$Q_{ser} = 233.81 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots M_s = Q_{ser} \cdot L^2 / 2 = 233.81 \cdot 0.50^2 / 2 = 29.22 \text{ KN.m.}$

$\sigma_{s \text{ LIM}} = 164.97 \text{ MPa} \dots \dots \dots \sigma_{bc \text{ LIM}} = 15 \text{ MPa.}$

➤ Calcul de Section en Flexion Simple :

ELU	Appuis	ELS	Appuis
<b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b>	39.45	<b>M<sub>s</sub> (KN.m)</b>	29.22
<b>b (cm)</b>	100	<b>b (cm)</b>	100
<b>L (cm)</b>	50	<b>L (cm)</b>	50
<b>d (cm)</b>	81	<b>A<sub>st</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	15.71
<b>F<sub>su</sub> (Mpa)</b>	348	<b>y (cm)</b>	17.32
<b>f<sub>bu</sub> (Mpa)</b>	14.2	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	1065077.85
$\mu_u$	0.0042	<b>K(N/mm<sup>3</sup>)</b>	0.0027
$\alpha$	0.0052	<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	0.46
<b>Z (m)</b>	80.83	<b>σ<sub>bc</sub><sup>-</sup> (MPa)</b>	15
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	1.40	<b>σ<sub>st</sub> (MPa)</b>	26.20
<b>As min (cm<sup>2</sup>)</b>	9.78	<b>σ<sub>st</sub><sup>-</sup> (MPa)</b>	164.97
<b>Chois des barres</b>	5HA20	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$	Vérifier
<b>As adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	15.71	$\sigma_{st} < \sigma_{st}^-$	Vérifier

Tab VII.10 : Vérification de débord de radier à l'ELS.

➤ Condition de non fragilité:

$A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

$A_{s \text{ adop}} > A_{s \text{ min}} = 9.78 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

$A_s = \max (A_{ser}; A_{min}) \Rightarrow A_s = 9.78 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{on adopte: } 5T20 = 15.71 \text{ cm}^2.$

- Armatures transversales:  $A_t = A_s / 4 = 3.92 \text{ cm}^2$ , on adopte 4T12 = 4.52 cm<sup>2</sup>.

Avec un escapement de **25 cm**.

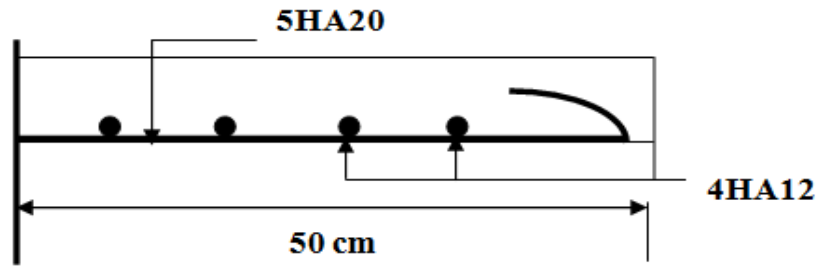
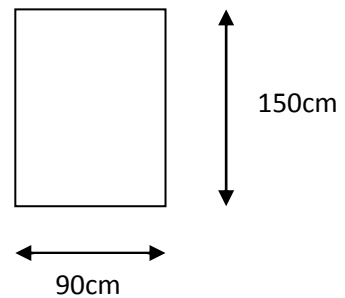


Fig VII.6 : Schéma de ferrailage du débord de radier.

VII.7.2. Ferrailage de la nervure :

$$Q_u = 1.35 \cdot (h_r \cdot 25 + (W_{tot_{bat}} + W_{nerv}) / S_r) = 273.22 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = h_r \cdot 25 + (W_{tot_{bat}} + W_{nerv}) / S_r = 202.43 \text{ KN/m}^2$$



➤ Diagrammes des sollicitations :

➤ Sens x :

• ELU :

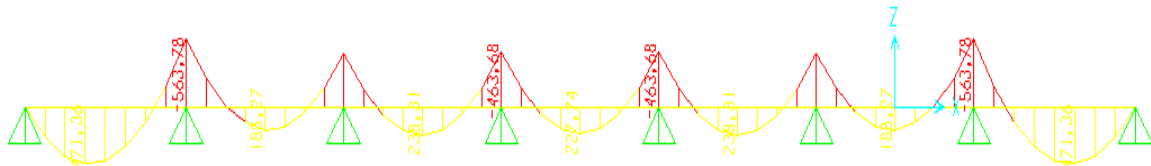


Fig VII.7 : Diagramme des moments fléchissant sens XX à ELU.

• ELS :

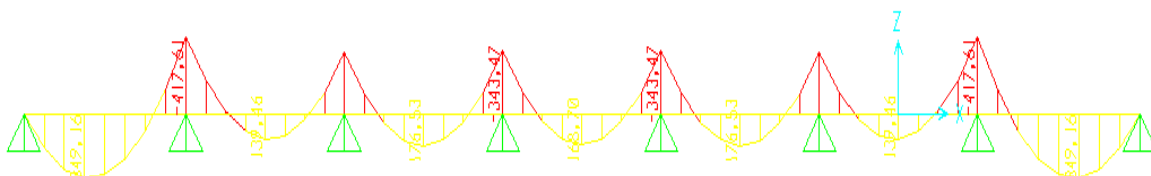


Fig VII.8 : Diagramme des moments fléchissant sens XX à ELS.

➤ Sens y :

• ELU :

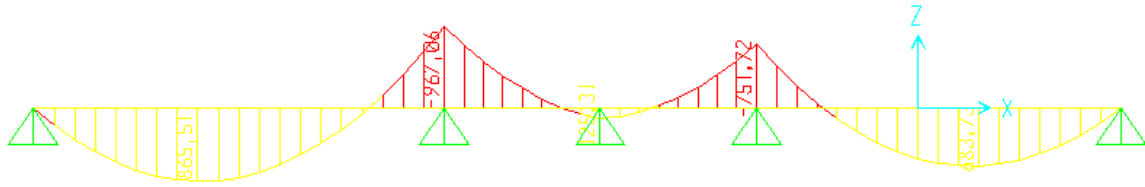


Fig VII.9 : Diagramme des moments fléchissant sens YY à ELU.

• ELS :

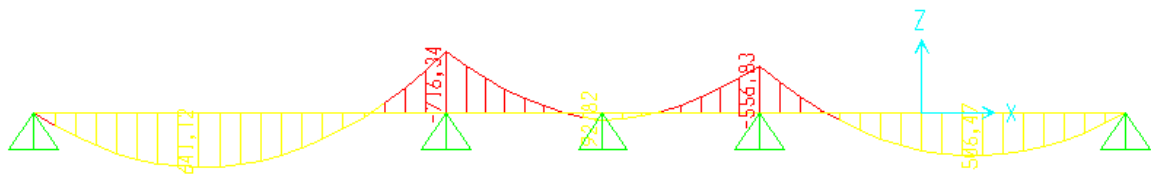


Fig VII.10 : Diagramme des moments fléchissant sens YY à ELS.

VII.7.2.1.Ferraillage longitudinal :

Pour le calcul on prend:  $L_x = 3.6$  m.  $L_y = 9.55$  m. et  $(bxh) = (150 \times 90)$  cm<sup>2</sup>.

- Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

✓ ELU :

ELU	Nervure la plus sollicité X		Nervure la plus sollicité Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_U$ (KN.m)	563.73	471.36	967.06	865.51
<b>b</b> (cm)	90	90	90	90
<b>h</b> (cm)	150	150	150	150
<b>d</b> (cm)	145	145	145	145
$f_{su}$ (Mpa)	348	348	348	348
$f_{bu}$ (Mpa)	14.20	14.20	14.20	14.20
$\mu_u$	0.020	0.017	0.035	0.032
$\alpha$	0.025	0.021	0.044	0.041
<b>Z</b> (cm)	143.55	143.78	142.44	142.62
<b>As</b> (cm <sup>2</sup> )	11.28	9.42	19.50	17.43

As min (cm <sup>2</sup> )	15.75	15.75	15.75	15.75
Chois des barres	4HA20+2HA16	4HA20+2HA16	4HA20+4HA16	6HA20
As adopté (cm <sup>2</sup> )	16.59	16.59	20.61	18.85

Tab.VII.11. Ferrailage de nervure à l'ELU.

✓ ELS :

ELS	Nervure la plus sollicité X		Nervure la plus sollicité Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Ms (KN.m)	417.61	349.16	716.34	641.13
Ast (cm)	16.59	16.59	20.61	18.85
Y (cm)	25.68	25.68	28.31	27.20
I (cm <sup>4</sup> )	4050992.58	4050992.58	4890234.98	4166676.51
K(N/mm <sup>3</sup> )	0.010	0.008	0.014	0.015
$\sigma_b$	2.64	2.21	4.14	3.98
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_{st}$ (MPa)	178.98	143.18	256.39	258.83
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Non vérifier	vérifier	Non vérifier	Non vérifier

Tab.VII.12.Vérification des contraintes à l'ELS.

• Calcul des armatures à ELS :

ELS	Nervure la plus sollicité X		Nervure la plus sollicité Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Mser (KN.m)	417.61		716.34	641.13
b(cm)	90		90	90
h( cm)	150		150	150
d (cm)	145		145	145
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	164.97		164.97	164.97
K	62.48		39.84	41.44
$\mu_s$	0.0013		0.0022	0.002
$\beta$	0.9387		0.9220	0.9253
As (cm <sup>2</sup> )	18.59		32.47	28.96
As min (cm <sup>2</sup> )	15.75		15.75	15.75
Chois des barres	6HA20		6HA25+2HA20	6HA25
As adopté (cm <sup>2</sup> )	18.85		35.73	29.45

Tab.VII.13. Ferrailage de nervure à l'ELS.

**VII.7.2.2. Les armatures transversales :****❖ Les armatures de peau :**

Les armatures de peau calculer par :  $A_p = 0.1\% b \times h = \frac{0.1 \times 90 \times 150}{100} = 13.5 \text{ cm}^2$

On adopte au milieu de la section de nervure **8HA16**.

**➤ Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \left[ \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min(37.5; 30) = 30 \text{ cm.} \right.$$

→  $S_t = 20 \text{ cm}$  (Zone Nodale).

→  $S_t \leq \frac{h}{2} = 75 \text{ cm}$ . On prend  $S_t = 30 \text{ cm}$  (Zone Courante).

D'après le **C.B.A** l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min\{15\phi_1; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}\}$$

$\phi_1$  : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale.

a: Le plus petit côté des dimensions. .

$$S_t \leq \min\{15 \times 2; 40 \text{ cm}; 90 + 10 \text{ cm}\}; S_t \leq 24 \text{ cm.}$$

Donc on choisit :

✓ Dans les zones courantes :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

✓ Dans les zones nodales :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .



VII.7.2.3. Schéma de ferrailage des éléments de l'infrastructure :

Sens Y :

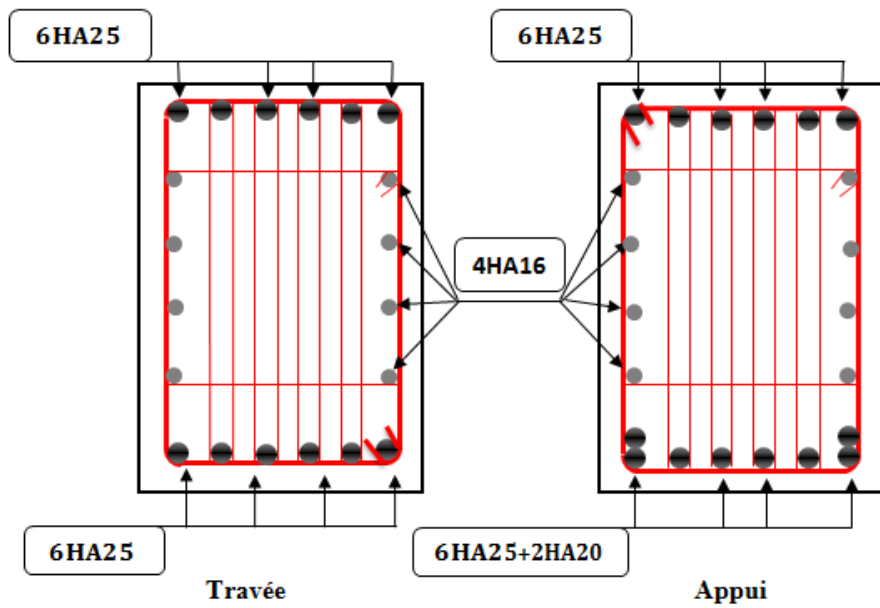


Fig VII.11 : Ferrailage de nervure sens YY.

Sens X :

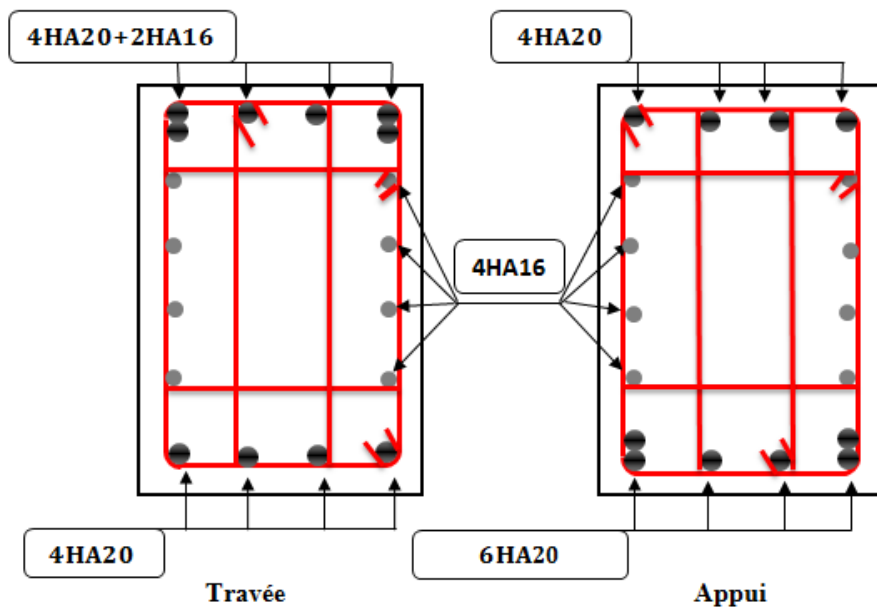


Fig VII.12 : Ferrailage de nervure sens XX.

**VII.8. Etude du voile périphérique:****VII.8.1. Introduction :**

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

**VII.8.2. Pré-dimensionnement :**

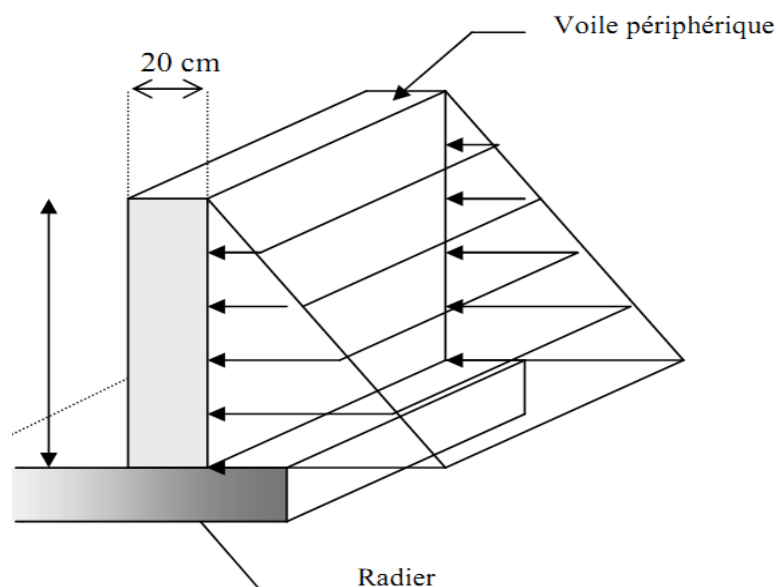
D'après l'article 10.1.2 de RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale égale à 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Un pourcentage minimal des armatures de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Un recouvrement de  $40 \varphi$  pour les renforcements des angles.

On préconise :

Epaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$ .

Hauteur :  $h = 3.06 \text{ m}$ .



**Fig VII.13 : Poussée de terre sur voile périphérique.**

**VII.8.3. Détermination des sollicitations :**

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2 \times P \times h}{9\sqrt{3}} \quad ; \quad P = \frac{P_i \times h}{2}$$

$$P_i = \gamma_d \times h \times k_0$$

$$k_0 = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec  $K_0$ , coefficient de poussée.

$$\gamma_d : \text{poids spécifique du remblai} = 18 \text{ KN/m}^2.$$

$$\varphi : \text{angle de frottement interne du remblai} = 30^\circ.$$

$$K_0 = 0.33$$

$$P_i = 18 \times 3.06 \times 0.33 = 18.17 \text{ KN/ml.}$$

Donc  $P = 27.80 \text{ KN}$

$$M_{\max} = \frac{2 \times 27.80 \times 3.06}{9\sqrt{3}} = 10.91 \text{ KN.m}$$

**VII.8.4. Calcul de ferrailage vertical :**

Le ferrailage se fera en flexion composée avec fissuration très préjudiciable.

$$M_u = 1.35 \times 10.91 = 14.72 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ser} = 10.91 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1.35 \times (25 \times 0.2 \times 3.06 \times 1) = 20.65 \text{ KN} \quad ; \quad N_{ser} = 15.30 \text{ KN}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande de section  $(100 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 164.97 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

On utilise le logiciel SOCOTEC pour calculer le ferrailage et pour la vérification des Contraintes :

- **Condition exigée par le RPA99/version 2003.**

Le RPA99/version2003 préconise un pourcentage minimum de 0.1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes.

$$A_l = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens longitudinal}).$$

$$A_t = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens transversal}).$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.9 \times 0.2 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats représentés dans le tableau suivant :

$M_U(\text{KN.m})$	$N_U(\text{KN})$	$b(\text{m})$	$h(\text{m})$	$d(\text{m})$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{sc}(\text{cm})$	$A_s/\text{min}(\text{cm}^2)$	$A_s/\text{ml /face}(\text{cm}^2)$
14.72	20.65	1	0.2	0.18	2.07	0	2.17	<b>6HA10 = 4.71</b>

Tab VII.14 : les sections des armatures verticales à l'ELU.

- Vérification des contraintes à l'ELS.

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$N_{ser}(\text{KN})$	$b(\text{m})$	$h(\text{m})$	$d(\text{m})$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\sigma_s \text{ Mpa}$	$\sigma_b(\text{MPa}) < 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_{st} < 164.9 \text{ Mpa}$
10.91	15.30	1.00	0.20	0.18	3.06	124.70	C.V	C.V

Tab VII.15 : Vérification des contraintes à l'ELS.

VII.8.5. Armature de répartition :

$$A_r = 4.71 / 4 = 1.17 \text{cm}^2$$

$$A_r \text{ adp} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{cm}^2$$

VII.8.6. Schéma du ferrailage :

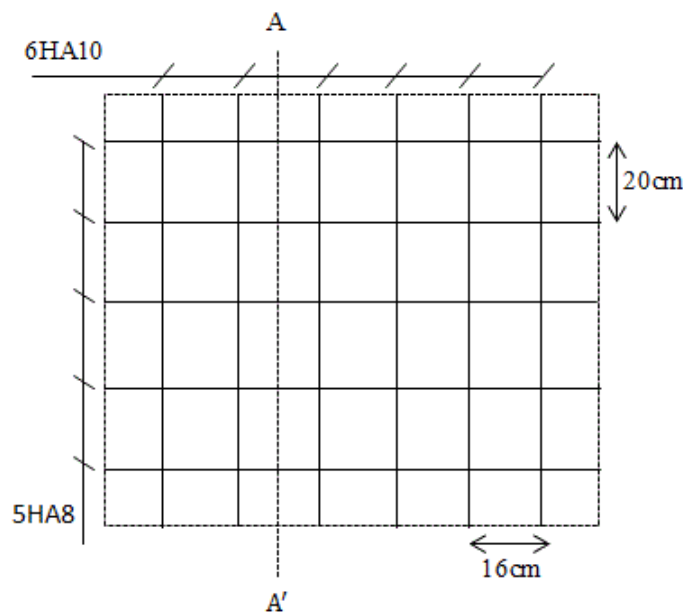


Fig VII.14 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.



# *Chapitre VIII*

*Les influences des distances entre  
les voiles sur les planchers*



**VIII.1. Introduction:**

Le plancher est un élément structurel très important du bâtiment car l'ensemble de ses fonctionnements à une influence décisive sur la stabilité de la structure. Il agit comme un diaphragme horizontal qui assure la transmission et la répartition des charges horizontales entre les éléments participant au contreventement. Cette fonction dépend de leur comportement et leur rigidité aux forces horizontales.

Dans le cadre de cette étude, la déformabilité du plancher (les déplacements et les moments) dans leur plan est examinée, sous l'effet de la distance entre les voiles.

**VII .2. Etude de plancher :**

**VII .2.1. Description de panneau de dalle :**

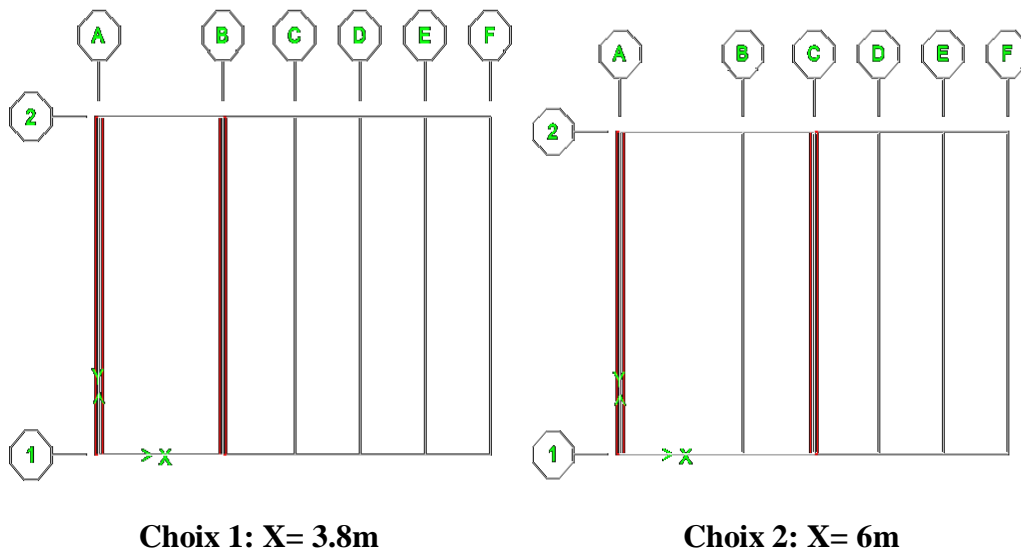
Le panneau a étudié de longueur fixé  $l_y = 8.65m$  et de largeur variable

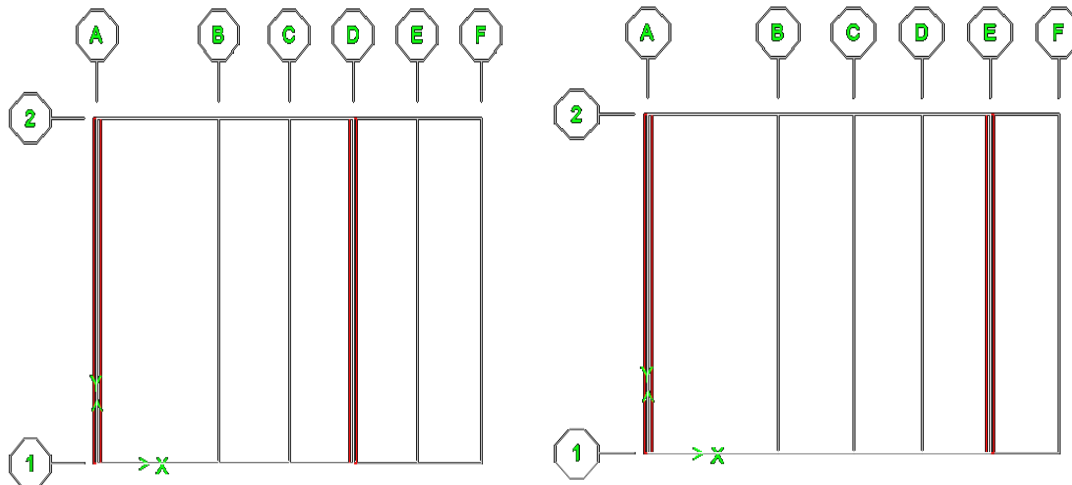
$l_x = 3.8m ; 6m ; 8m ; 10m ; 12m$ .

- Le plancher a une épaisseur de 16cm (dalle pleine).
- Les voiles ont une épaisseur de 20cm.
- Les charges statiques considérées sont les charges dues au poids propre du plancher ( $G= 6.6KN/m^2$ ), et la surcharge d'exploitation  $Q=1.5KN/m^2$ .

**VII .2.2. Choix des distances entre les voiles:**

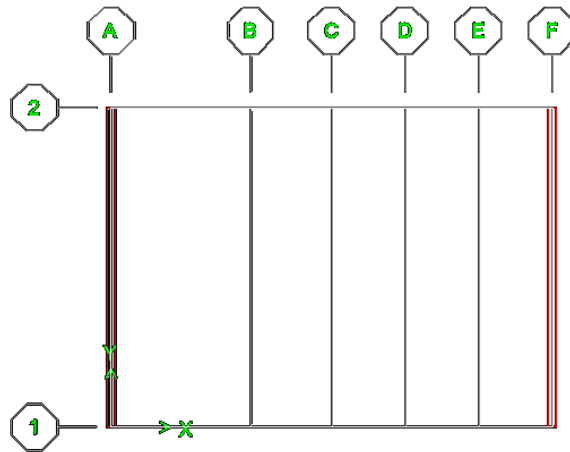
Pour mieux comprendre ce comportement en a fait cinq choix des distances entre les voiles :





Choix 3: X= 8m

Choix 4: X= 10m



Choix 5: X= 12m

Fig VIII.1 : Distances entre les voiles.

**VIII.3. Etude des choix:**

Après avoir choisis la répartition. On a calculé les déplacements et les moments, pour chaque choix.

**VIII.3.1. Le moment :**

Distance(m)	3.8	6	8	10	12
Moment(KN.m)	269.14	365.98	453.51	540.60	627.30

Tab VIII.1 : Moment de chaque choix.

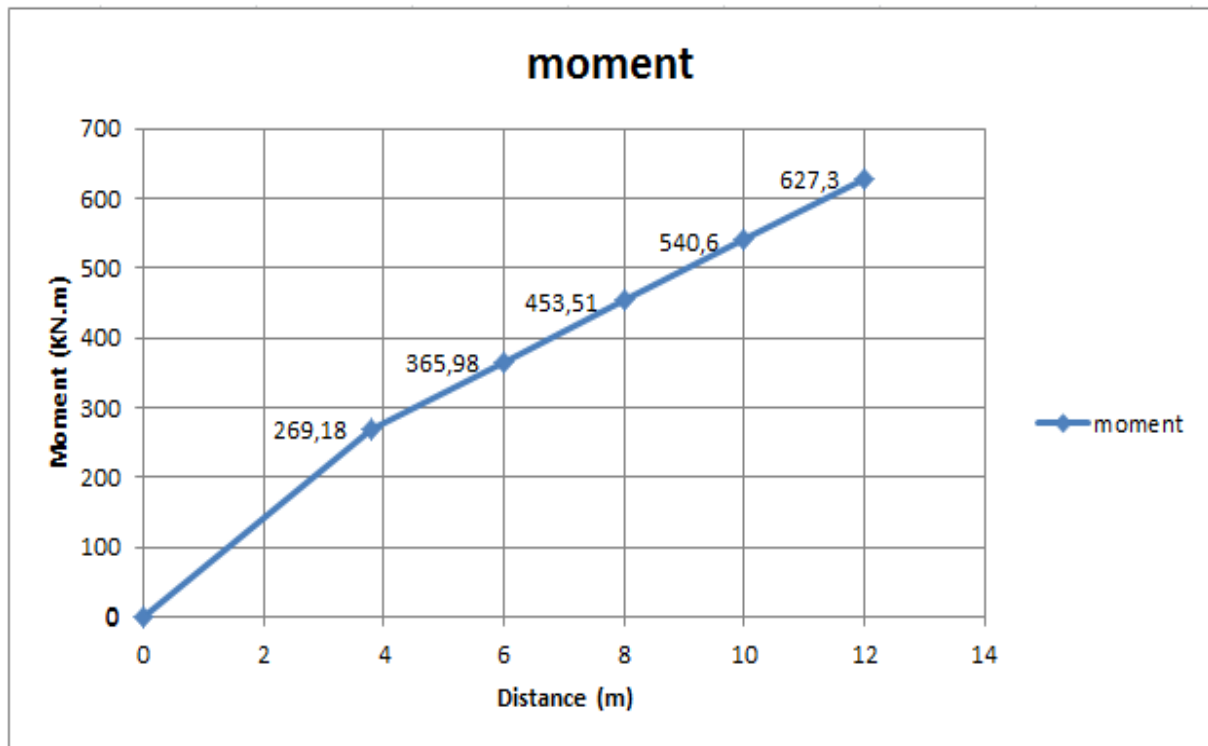


Fig VIII.2 : Les moments en fonction des distances.

En analysant les résultats, on remarque que Le moment augmente lorsque la distances elle est augmentée.

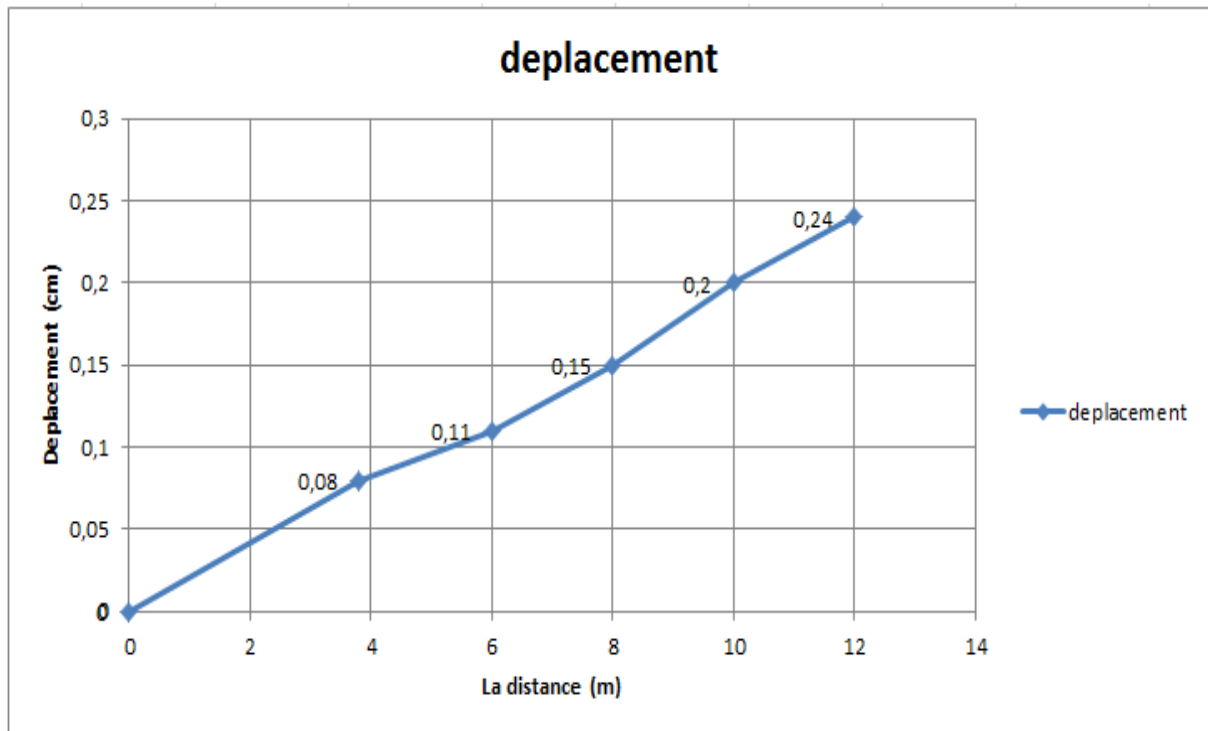
D’après les résultats obtenus, on trouve que le moment dans le choix cinq (5) est supérieur trois (3) fois par rapport au choix (1).

### VIII.3.2. Le déplacement :

Distance(m)	3.8	6	8	10	12
Déplacement (cm)	0.08	0.11	0.15	0.20	0.24

Tab VIII.2 : Déplacement de chaque choix.





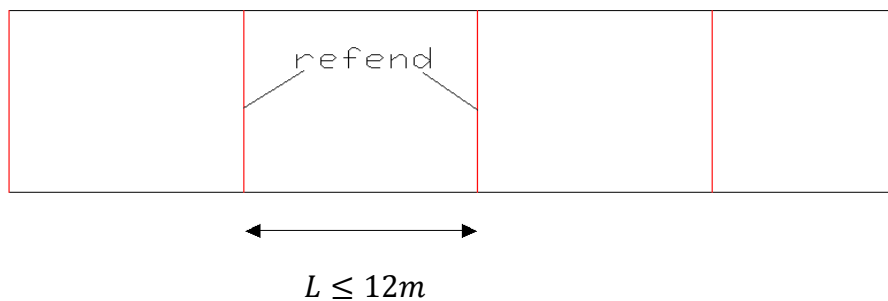
**Fig VIII.3 : Les déplacements en fonction des distances.**

En analysant les résultats, on remarque que Le déplacement augmente lorsque la distances elle est augmentée.

D’après les résultats obtenus, on trouve que le déplacement dans le choix cinq (5) est supérieur trois (3) fois par rapport au choix (1).

Alors pour des charges horizontales, la rigidité peut être basée sur la largeur totale des panneaux.

Enfin, La comparaison de ces résultats nous montre que les déplacements importants sont enregistrés pour une distances inférieur ou égale à 12m ( $L \leq 12m$ ).



**VIII.4. Conclusion :**

D'après cette étude on a constaté que les planchers assurent la rigidité lorsque le déplacement est plus petite pour cela il faut avoir les dimensions ne dépasse 12 m ( $L \leq 12m$ ).

Pour une mieux transmettre les charges horizontale, il faut éviter l'élanement de plancher.



*Conclusion*  
*Générale*



**Conclusion générale :**

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Cette expérience nous a permis d'estimer une méthode numérique approchée à une méthode exacte pour diminuer les erreurs dans la détermination des caractéristiques dynamiques d'une structure.

Comme à travers de cette étude, nous avons pu assimiler les différentes connaissances dans le domaine de calcul des bâtiments qui nécessite l'utilisation de l'outil informatique qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures (ETABS, SAP 2000, AUTO-CAD), en tenant compte de la sécurité et la résistance structurale; de la conception et l'exécution, sans oublier le côté économique.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment (coffrage tunnel), est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du génie civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- L'économie du projet par estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaires pour les différents éléments. En effet, le dimensionnement nous conduit à des sections économiques ceci en respectant les règlements en vigueur.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.



# *Baibliographie*



## **Bibliographie :**

### **Règlement :**

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique règlementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.
- Règlement Neige Et Vent **RNV 99**.

### **Livre :**

- Pratique du **BAEL93**.....JEAN PERCHAT et JEAN DROUX.
- **CBA**.....Règles de conception et de calcul des  
Structures en béton armé.

### **Cours:**

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Bâtiments.
- Matériaux de construction.

### **Thèses fin d'étude :**

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
- Mémoires de fin d'études, école nationale des travaux publics.

### **Logiciels :**

- Sap2000 V2014.
- ETABS.9.7.
- AUTOCAD 2008.
- SOCOTEC.