

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA  
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierat  
Département : Génie Civil  
Domaine : Sciences et Techniques  
Filière : Génie Civil  
Spécialité : Constructions Métalliques et Mixtes

## Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

# ETUDE D'UN BATIMENT R+4 BETON ARME A USAGE D'HABITATION

Présenté par :

– chouabia soundess

Encadrant : *Athmani Allaeddine M.C.A.* Université Badji Mokhtar - ANNABA

## Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
HAMMOUDA Abdelaziz	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Président
Athmani Allaeddine	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
MENADI SOUAD	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## Remerciements :

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail

Je remercie mes très chers parents qui m'ont guidés durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur :

\*Mr. ATHMANI ALLA EDDINE pour nous avoir encadrés et orientés tout au long de ce travail.

Nous adressons nos remerciements aux membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail

\*A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études.

Je remercie également ma grande famille, mes amis et mon entourage qui ont su me soutenir et m'encourager durant cette période.

CHOUABIA SOUNDESS

## Remerciements :

Je dédie ce modeste travail :

A Mes chers parents qui ont sacrifiés leurs vies pour notre bien.

A mes chère sœurs : Ratiba et Rayenne

A Mr. ATHMANI ALLA EDDINE ... pour nous avoir encadrés et orientés tout au long de ce travail.

Je remercie ma grande famille, mes amis et celles qui ont contribué d'une façon ou d'une autre à la réalisation de ce mémoire.

Boumerah Boutheïna fatma zohra

## Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment composé de trois blocs, chaque bloc elle contient un rez-de-chaussée et quatre étages (R+4).

Il devra être implanté dans la ville d'Annaba qui est classée «zone IIa» selon le règlement parasismique algérien (R.P.A99 version 2003).

Cette étude se compose de six parties :

- La 1<sup>ère</sup> partie : entame la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment,
- 2<sup>ème</sup> partie : le pré dimensionnement de la structure (Poutres, Poteaux, Voiles, dalle pleine ....)
- La 3<sup>ème</sup> Partie : la descente des charges (les charges permanentes G, et les surcharges d'exploitation Q),
- La 4<sup>ème</sup> partie : Et l'étude dynamique de la structure en utilisant le logiciel ETAPS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes G, d'exploitations Q, et charge sismique E).
- 5<sup>ème</sup> partie : l'étude des éléments structuraux et non structuraux comprend le ferrailage des différents éléments résistants et non résistant
- Enfin 6<sup>ème</sup> partie : l'étude de l'infrastructure comprend (choix, pré dimensionnement, ferrailage) des fondations.

Tous les calculs sont fait en tenant compte des règlements de calcul et vérification du béton armé (RPA99V2003, BAEL91 modifié 99).

Mot clé : bâtiment en multi-étage - étude de séisme - contreventé par les voiles.

# Sommaire :

---

Introduction .....	16
<b>CHAPITRE I : Généralités et Définitions</b>	
I-1-Introduction .....	17
I-2/Présentation du projet .....	17
I-2-1/Caractéristiques géométriques .....	17
I-3/Conception .....	20
I-4-Méthode de calcul .....	21
I-5-Actions et sollicitations .....	22
I-6-Les combinaisons d'actions .....	22
I-7-Caractéristique mécanique des matériaux .....	23
<b>CHAPITRE II : Pré- dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux</b>	
II -1/Les poutres .....	30
II -2/Les planchers .....	32
II -3- Les balcons .....	34
II -4/Les voiles.....	35
II -5/Les poteaux.....	36
II -6/L'acrotère.....	37
<b>Chapitre III : Evaluation des charges et surcharges</b>	
III -1/Introduction .....	40
III -2/Evaluation des charges .....	40
III -2-1/Plancher terrasse inaccessible .....	41
III -2-2/ Dalle pleine étages courants.....	42

# Sommaire :

---

III -2-3/Plancher étages courants .....	43
III -2-4/Les balcons.....	43
III -2-5/Murs double parois en brique creuses.....	44
III -2-6/Charges d'exploitation .....	44
<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b>	
IV-1/ Introduction .....	46
IV-2/ Méthodes de calcul .....	46
IV-2-1/Méthode statique équivalente.....	46
IV-2-2/ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	46
IV-2-3/La méthode d'analyse modale spectrale .....	46
IV-3/Système de contreventement .....	47
IV-5/Spectre de réponse de calcul .....	48
IV-5-1/Résultats de l'analyse modale .....	50
<b>BLOC 1 :</b>	
a) Interprétation des résultats.....	51
b) IV-5-2/Vérification de l'excentricité .....	52
IV-5-3/L'Effort Sismique à la Base de la Structure.....	53
IV-5-4/Vérification des déplacements inter étage .....	53
IV-5-5/ Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	55
IV-5-6/Effort normal réduit.....	56
IV-5-7/Vérification au renversement .....	57
IV-4-1/les Vérifications de BLOC 2.....	58
IV-4-2/Vérification de l'excentricité.....	59
IV-4-3/ L'Effort Sismique à la Base de la Structure .....	59

---

# Sommaire :

---

IV-4-4/Vérification des déplacements inter étage .....	60
IV-4-5/Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	61
IV-5/Conclusion.....	62
<b>CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux et non structuraux</b>	
V -1/Introduction. ....	64
V -2/ Hypothèses générales pour tous les éléments .....	64
V -3/ Ferrailage des éléments structuraux .....	64
V -3-1/ Les voiles .....	64
V -3-2/ Ferrailages des poteaux .....	72
V -3-3/ Ferrailages des Poutres .....	80
4/ Ferrailage des éléments non structuraux.....	93
V -4-1 Poutrelle .....	93
V -4-2/ Les dalles pleines .....	96
V -4-3/ Calcul de l'acrotère .....	103
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.</b>	
VI -1/Introduction .....	108
VI -2/ Le choix de type de fondation.....	108
VI -3/Les types de fondations .....	108
VI -4/Le ferrailage du radier et nervure .....	115
Plan coffrage.....	126
Conclusion générale .....	12

# Liste des Figures

---

## Liste des figures :

### CHAPITRE I :

Figure 1 : vue en plan rez-de-chaussée	.....19
Figure 2 : vue en des étages courants	.....19
Figure 3 : vue en plan de toiture	.....20
Figure 4 : vue en plan de bloc 2.	.....21
Figure5 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)	.....27
Figure6 : Diagramme contraintes- déformations d'acier	.....28

### CHAPITRE II :

Figure 7 : représente Les poutrelles	.....34
Figure 8: représente dalles pleines	.....35
Figure9 : Section réduite du voile.	.....36
Figure10 : Acrotère	.....38

### Chapitre III :

Figure11 : les couches de plancher terrasse inaccessible	.....42
Figure12 : les couches de plancher étage courant	.....43
Figure13 : Représentation des murs extérieurs	.....45

### Chapitre IV :

Figure14 : représente Vue en 2D pour le système de contreventement	.....48
Figure15 : représente Vue en 3D pour les encastremets des voiles	.....49
Figure16 : Courbe du spectre de réponse de $\frac{S_a}{g} = f(T(s))$	.....51
Figure17 : représente le mode 1	.....52
Figure18 : représente le mode 2	.....52
Figure19 : représente le mode 3	.....53

## Liste des Figures

---

### CHAPITRE V :

Figure20 : représente le voile de File A entre 6 et 8	.....66
Figure21 : représente le voile de File I entre 9 et 10	.....67
Figure22 : représente le voile de File 10 entre C et D	.....68
Figure23 : représente le voile de File 8 entre G et I	.....69
Figure24 : représente le voile de File 6 entre C et D	.....70
Figure 25 : schéma de ferrailage de voile sens y-y (RDC)	.....72
Figure26 : Coupe de ferrailage d'un voile sens y-y (RDC)	.....73
Figure27 : Diagramme des efforts normaux	.....74
Figure 28 : Diagramme des moments	.....74
Figure 29 : schéma de ferrailage de poteau (RDC)	.....83
Figure 30 : ferrailage coupe de poteau (35× 35)	.....83
Figure31 : Diagramme des moments des poutres a ELU	.....84
Figure32 : Diagramme des moments des poutres a ELS	.....85
Figure33 : efforts tranchants Pour les poutres principales	.....88
Figure 34 : schéma de ferrailage d'une file des poutres principale	.....90
Figure 35 : schéma de ferrailage de poutre principale	.....87
Figure 36 : ferrailage coupe en travée.	.....90
Figure37 : ferrailage coupe en appuis.	.....91
Figure 38 : les moments à ELU Pour les poutres secondaires	.....91
Figure 39 : les moments à ELS Pour les poutres secondaires	.....92
Figure 41 : les moments à ELS Pour les poutres secondaires	.....92

## Liste des Figures

---

Figure42 : schéma de ferrailage de poutre secondaire	.....94
Figure 43 : ferrailage coupe en travée et en appuis.	.....96
Figure 44 : les moments à ELS des poutrelles	.....96
Figure 45 : schéma de ferrailage plancher corps creux	.....101
Figure46 : schéma dalle pleine (balcon).	.....101
Figure 47 : représente la numérotation des dalles pleines	.....102
Figure 48 : représente le moment $M_{1-1}$	.....102
Figure 49 : représente les moments $M_{2-2}$	.....105
Figure 50 : ferrailage de consol en travée	.....107
Figure 51 : ferrailage de consol en appuis	.....108
Figure52 : Schéma statique et diagrammes des sollicitations.	.....108
<b>Chapitre VI :</b>	
Figure53 : représente fondation isolée	.....114
Figure54 : représente Semelle filante	.....115
Figure55 : représente Radier général	.....116
Figure 56 : représente Radier nervuré	.....117
Figure57: Représente les contraintes du sol à ELS	.....118
Figure 58 : Représente les contraintes du béton à ELS	.....118
Figure 59 : Représente les contraintes Tangentielles	.....119
Figure60 : Représente le moment $M_{1-1}$ à ELS	.....120
Figure61 : Représente le moment $M_{2-2}$ à ELS	.....121
Figure62 : Représente le moment des nervures à ELS	.....123
Figure 63 : ferrailage de nervure de radier	.....129
Figure 64 : ferrailage de dalle radier en travée	.....129
Figure 65 : ferrailage de dalle radier en appui	.....130

## Liste des Figures

---

Figure 66; PLAN DE COUFRAGE DE RDC.....131

Figure 67; PLAN DE COUFRAGE DE ETAGES.....132

# Liste des Tableaux

---

## Liste des Tableaux :

### CHAPITRE I :

Tableau1 : Caractéristiques géométriques. ....	18
Tableau2 : Caractéristiques géométriques pour le bâti étudié.....	21
Tableau 3 : représente Coefficient de poisson.....	26
Tableau 4 : représente $\Theta$ en fonction de la durée d'application des actions.....	26
Tableau 5 : représente $Y_b$ en fonction de la Situation.....	27
Tableau 6 : représente $Y_s$ en fonction de la Situation.....	28
Tableau 7 : représente $\eta$ en fonction de la Situation.....	29

### Chapitre III :

Tableau 8 : Evaluation des charges permanentes pour dalle pleine terrasse inaccessible.....	42
Tableau 9 : Evaluation des charges permanentes pour dalle pleine étages courants..	43
Tableau10 : Evaluation des charges permanentes pour Plancher étages courants.....	44
Tableau 11 : Evaluation des charges permanentes pour les balcons.....	44
Tableau12 : Evaluation des charges permanentes pour les murs extérieurs.....	45
Tableau13 : Evaluation des Charges d'exploitation .....	45

### Chapitre IV :

Tableau14 : résume les résultats les paramètres de spectre de réponse.....	50
Tableau 15 : représente la participation massique.....	51
Tableau 16: représente Centre de masse et Centre de rigidité.....	54
Tableau 17 : représente L'Effort Sismique à la Base.....	54
Tableau 18 : représente déplacements inter étage sens x.....	55
Tableau 19 : représente déplacements inter étage sens xx.....	55
Tableau 20 : représente déplacements inter étage Sens Y.....	55
Tableau 21 : représente déplacements inter étage Sens YY.....	55

## Liste des Tableaux

Tableau 22 : représente l'effet (P- $\Delta$ ) Sens X.....	56
Tableau 23 : représente l'effet (P- $\Delta$ ) Sens Y.....	57
Tableau 24 : représente La vérification de l'effort normal réduit.....	57
Tableau 25 : représente La vérification de renversement .....	58
Tableau 26 : représente La vérification de la participation massique.....	59
Tableau 27 : représente La vérification de Vérification l'excentricité.....	60
Tableau 28 : représente La vérification de L'Effort Sismique à la Base de la Structure.....	60
Tableau 29 : représente La vérification de déplacements inter étage sens X.....	61
Tableau 30 : représente les déplacements d'inter étage sens X.....	61
Tableau 31 : représente La vérification de déplacements inter étage sens Y.....	61
Tableau 32 : représente les déplacements d'inter étage sens X.....	61
Tableau 33 : représente l'effet P- $\Delta$ sens X.....	62
Tableau 34 : représente l'effet P- $\Delta$ sens Y.....	63
<b>CHAPITRE V :</b>	
Tableau 35 : des Hypothèses générales pour tous les éléments.....	65
Tableau 36 : représente les détails de voile de File A entre 6 et 8.....	66
Tableau 37 : représente les détails de voile de File I entre 9 et 10 .....	68
Tableau 38 : représente les détails de voile de File 10 entre C et D .....	69
Tableau 39 : représente les détails de voile de File 8 entre G et I .....	70
Tableau 40 : représente les détails de voile de File 10 entre C et D .....	71
Tableau 41 : représente les détails pour les poteaux.....	77
Tableau 42 : représente la Vérification de flambement .....	79
Tableau 43 : représente l'espacement des poteaux .....	81
Tableau 44 : ferrailage de travée des poutres principale.....	86
Tableau 45 : ferrailage des appuis des poutres principales.....	87
Tableau 46 : l'espacement des poutres principales.....	89
Tableau 47 : ferrailage de travée Des poutres secondaires.....	92
Tableau 48 : ferrailage des appuis des poutres secondaires.....	93
Tableau 49 : vérification de contrainte de béton pour les poutres secondaires.....	93
Tableau 50 : L'espacement des poutres .....	95
Tableau 51 : représente le ferrailage des travées des poutrelles.....	99
Tableau 52 : représente le ferrailage des appuis des poutrelles.....	99

Tableau 53 : représente la vérification des flèches des poutrelles.....	100
Tableau 54 : représente les sections pour le moment $M_{1-1}$ .....	<b>103</b>
Tableau 55 : représente les Vérification de contrainte.....	104
Tableau 56 : représente les Vérification des flèches.....	104
Tableau 57 : représente les sections pour le moment $M_{2-2}$ .....	105
Tableau 58 : représente les Vérification de contrainte.....	106
Tableau 59 : représente les Vérification des flèches.....	106
Tableau 60 : représente les sections à ELU et ELS.....	106
<b>Chapitre VI :</b>	
Tableau61 : Efforts normaux appliqués sur la fondation.....	115
Tableau 62 : représente le ferrailage des travées de dalle radier.....	120
Tableau63 : représente le ferrailage des appuis de dalle radier.....	120
Tableau 64 : représente les Vérification de contrainte.....	121
Tableau 65 : représente le ferrailage des travées de radier.....	122
Tableau66 : représente le ferrailage des appuis de radier.....	122
Tableau 67 : représente les Vérification de contrainte.....	123
Tableau68 : représente les sections des travées des nervures sens x.....	124
Tableau69 : représente les sections des appuis sens x.....	125
Tableau70 : représente les sections des travées des nervures sens y.....	126
Tableau71 : représente les sections des appuis sens y.....	127
Tableau 72 : l'espacement des nervures.....	128

## **Introduction générale :**

L'exécution d'un projet est une étape très importante dans le savoir de l'ingénieur, elle permet de mettre en application les connaissances théoriques reçues pendant ses études.

Après une décente de charge et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique sera exécutée avec le logiciel ETABS de calcul pour trouver les caractéristiques du bâtiment et calculer l'effort engendré par les déférentes sollicitations.

L'effort est utilisé pour le ferrailage des éléments résistants de la structure suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL

91 et le RPA99 version 2003

**CHAPITRE I :**  
**Généralités et Définitions**

# Chapitre 1 : Généralités et Définitions

---

## I-1-Introduction :

Ce chapitre rassemblera quelques connaissances de bases sur lesquelles on prendra appui pour l'étude de notre projet, plus une description de ce dernier avec les caractéristiques des matériaux utilisés. Il présente d'une manière générale le contexte du travail et les objectifs de notre projet de fin d'études.

## I-2/Présentation du projet :

Notre étude concerne un bâtiment composé de trois blocs, chaque bloc elle contient un rez-de-chaussée et quatre étages (R+4).

Il devra être implanté dans la ville d'Annaba qui est classée «zone IIa» selon le règlement parasismique algérien (R.P.A99 version 2003).

## But :

Notre but c'est faire tous les études pour obtenir un bâtiment qui peut supporter l'action sismique, est aux même temps elle peut supporter tous les charges et les sur charges

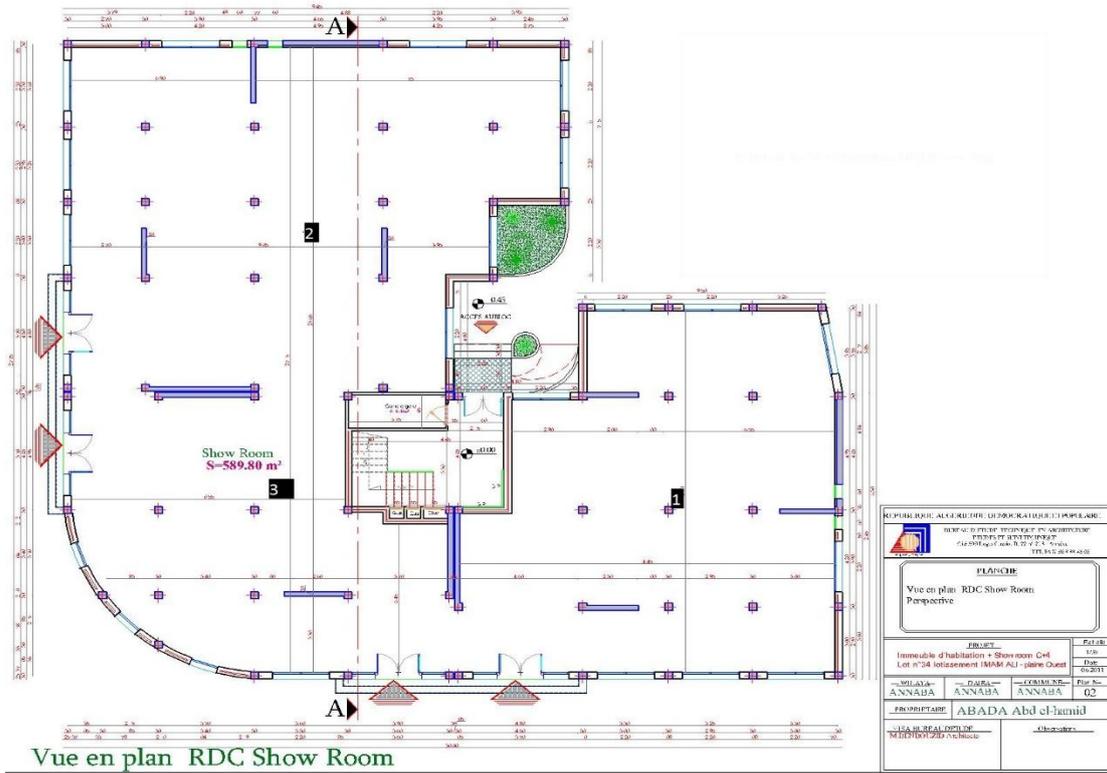
## I-2-1/Caractéristiques géométriques :

L'ensemble des blocs et de forme L, c'est trois Bâtis séparé par des joints. Ces caractéristiques géométriques sont récapitulées dans le tableau suivant :

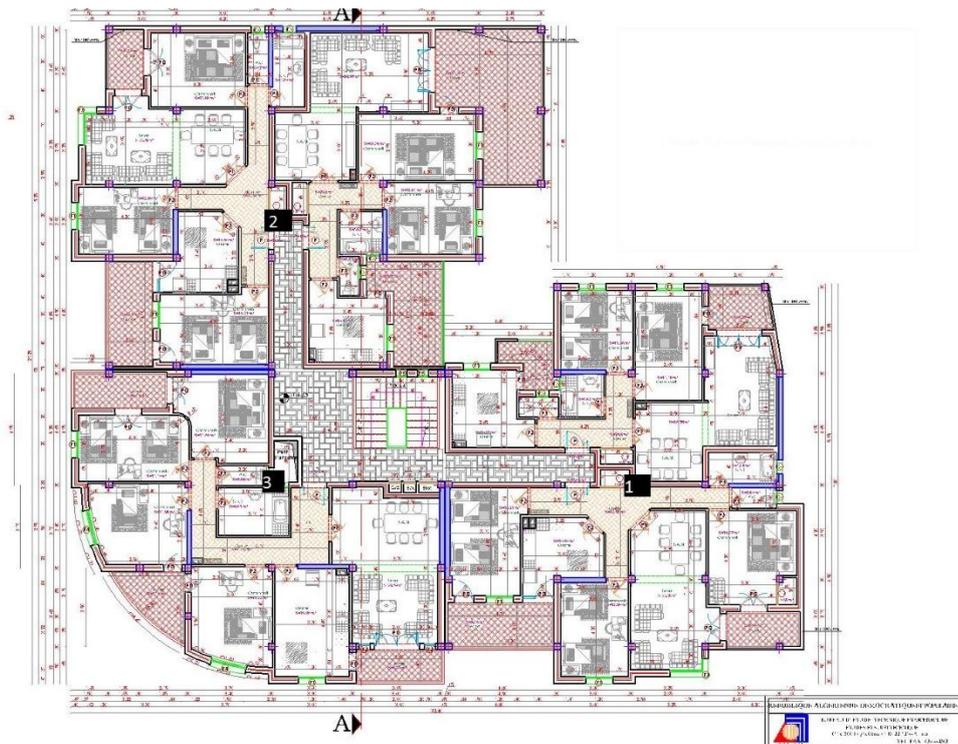
Les noms des bâtis	L (m)	B (m)	$h_e$ (m)	$h_{RDC}$ (m)	$h_{total}$ (m)
Batiment1	20.80m	14.95m	3.06m	4.25m	16.49m
Batiment2	15,75m	17,65m			
Batiment3	16.4m	14.15m			

Tableau1 : Caractéristiques géométriques.

# Chapitre 1 : Généralités et Définitions



**Figure 1 : vue en plan rez-de-chaussée**



**Figure 2 : vue en des étages courants**

# Chapitre 1 : Généralités et Définitions

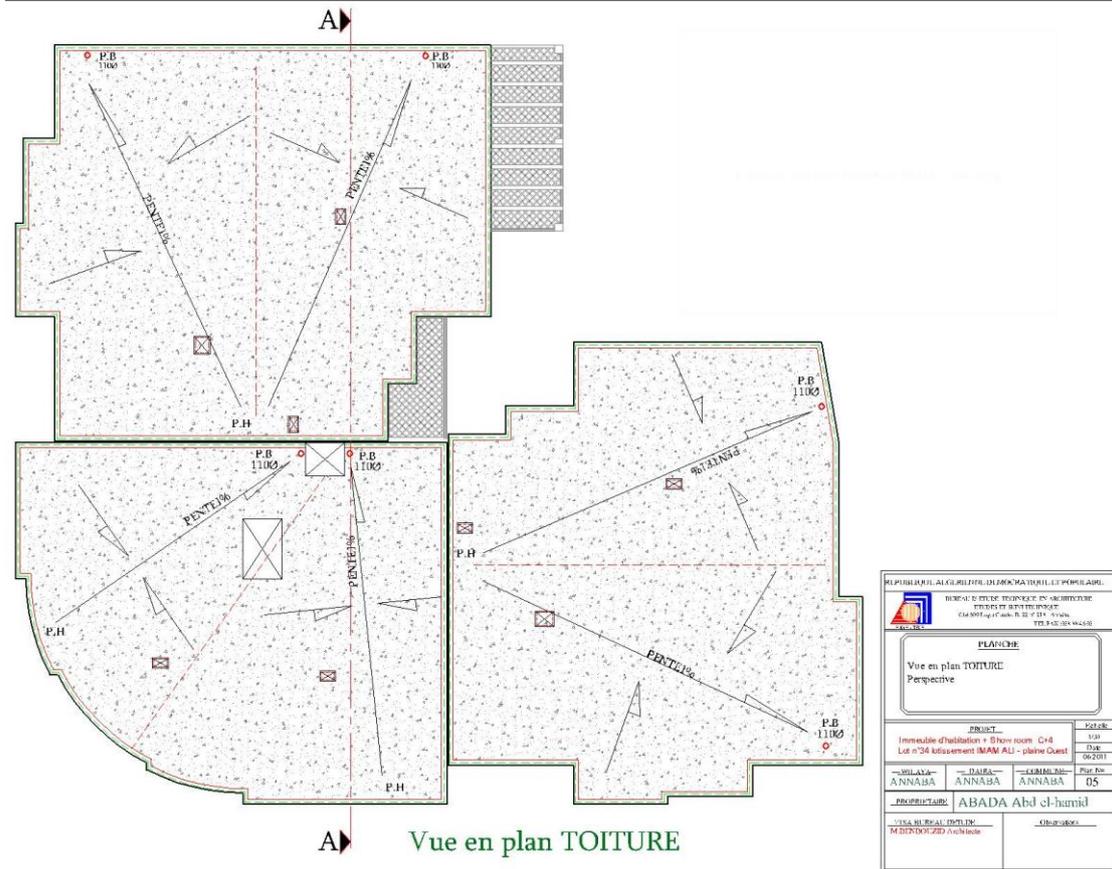


Figure 3 : vue en plan de toiture



# Chapitre 1 : Généralités et Définitions

---

## **I-3-3/Les voiles :**

Des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

## **I-3-4/Les poteaux :**

Ce sont des éléments en béton armé carrée, rectangulaire ou circulaire, destiné transmettre les charges aux fondations.

## **I-3-5/L'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.

## **I-3-6/Maçonnerie :**

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- **/Murs extérieurs :** Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses
- **/Murs intérieurs :** Cloison de séparation de 10 cm

**I-3-7/Fondations :** Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure.

## **I-4-Méthode de calcul :**

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

### **I-4.1/Etats limite ultime (ELU) :**

On peut définir l'état limite ultime notamment par l'atteinte de la résistance ou par - l'instabilité locale ou totale

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Etat limite de résistance
- Etats limite de Stabilité de forme (pas de flambement)
- Etats limite d'équilibre statique

# Chapitre 1 : Généralités et Définitions

---

## **I-4.2/Etats limite service (ELS) :**

Une structure ne doit pas uniquement résister mais elle doit aussi assurer certaines conditions d'utilisations acceptables.

Ces dernières font partie de l'état limite de service dont le dépassement causerait des dommages matériels, sans pour autant qu'il en résulte du moins à court terme la ruine de l'ouvrage

- Etat limite de compression de béton
- Etat limite d'ouverture des fissures
- Etat limite de déformation

## **I-5-Actions et sollicitations :**

### **I-5-1-Les actions :**

Elles sont les influences (charges, Déformations imposées) qui individuellement ou réunies sont capables d'engendrer des contraintes ou des déformations aux ouvrages.

- Les actions permanentes G
- Les actions accidentelles  $Q_i$
- Les actions accidentelles FA

### **I-5-2-Les sollicitations :**

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

## **I-6-Les combinaisons d'actions :**

### **I-6-1-Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELS :**

Trois types de combinaisons sont à considérer pour cet état :

\*la combinaison rare ou fondamentale qui est susceptible de mettre en jeu la durabilité de la structure.

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_{(i>1)} \Psi_{0i} Q_i$$

\*la combinaison fréquente dont l'influence des déformations excessives.

$$G_{max} + G_{min} + \Psi_{11}.Q_1 + \sum_{(i>1)} \Psi_{2i} Q_i$$

\*La combinaison quasi-permanente, considérée généralement dans l'analyse des effets de longue durée telle que le fluage.

$$G_{max} + G_{min} + \sum_{(i>1)} \Psi_{2i} Q_i$$

# Chapitre 1 : Généralités et Définitions

---

## I-6-2/Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELU :

(BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma Q_1 + \sum 1.3\Psi_{0i} Q_i$$

$\gamma Q_1 = \{ 1.5 \text{ en général.}$

1.35 Pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine

$\Psi_{0i}$  : Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

$G_{max}$  : Ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$  : Ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : Action variable dite de base.

$Q_i$  : Autres actions variables dites d'accompagnement.

## I-6-3/Sollicitations accidentelles ELA :

(BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$G_{max} + G_{min} + FA + \Psi_{11} \times Q_1 + \sum \Psi_{21} Q_i$$

$FA$  : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$Q_i$  : Charge variable d'accompagnement.

$\Psi_1, \Psi_2$  : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

## I-6-4/Combinaison d'action à considérer : (RPA99/2003 article V.5.2)

Situations durables : ELU :  $1.35G + 1.5Q$

ELS :  $G + Q$

Situations accidentelles :  $G + Q \pm E$

$$0.8G \pm E$$

Avec  $E$  : action de séisme.

## I-7-Caractéristique mécanique des matériaux :

### I-7-1/Résistance mécanique :

a/Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours le temps de durcissement, obtenu par des essais sur éprouvette normalisée de diamètre égal à la moitié de la hauteur (16/32) cm, notée  $f_{c28}$ . La résistance caractéristique à la compression à  $j \leq 28$  jours est définie par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa. [BAEL91mod99/A2.1.11]}$$

# Chapitre 1 : Généralités et Définitions

---

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPAA.}$$

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 22 MPA et au plus égale à 45MPA. [RPA99v2003 /A.7.2.1]

## **b/Résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation suivante :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

Avec :

$$f_{cj} \leq 60 \text{ MPA.} \quad \text{D'où } f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

## **C/ Module de déformation longitudinal du béton :**

### **- Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée

Du béton  $E_{ij}$  est égale à :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

$E_{ij}$  Et  $f_{cj}$  en MPA

### **- Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton

$E_{vj}$  est donné par la formule :  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Avec :  $E_{ij}$  et  $f_{cj}$  en MPA

Remarque : La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

### **- Module de déformation transversale :**

Noter G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, il est donné par la relation suivante :

# Chapitre 1 : Généralités et Définitions

---

$$G = E / 2(1 + \nu) \text{ en [MPa]}$$

Avec : E : Module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson

$$\nu = \varepsilon_t / \varepsilon_l$$

Avec :

$\varepsilon_t$ : Déformation relative transversale.

$\varepsilon_l$ : Déformation relative longitudinale.

ELS	Y
béton non fissuré	0,2
béton fissuré	0

Tableau 3 : représente Coefficient de poisson

## **d /Les contraintes limites :**

### **d-1/La contrainte admissible à la compression du béton :**

Est donnée par l'expression suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad \text{En MPA}$$

$\theta$	la durée d'application des actions.
1	si la durée d'application est > 24 heures.
0,9	si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
0,85	$\theta = 0,85$ : si la durée d'application est < à 1 heure.

Tableau 4 : représente  $\theta$  en fonction de la durée d'application des actions

# Chapitre 1 : Généralités et Définitions

Coefficient de sécurité $\gamma_b$	Situation
1,5	dans le cas d'une situation courante.
1,15	dans le cas d'une situation accidentelle.

Tableau 5 : représente  $\gamma_b$  en fonction de la Situation

Diagrammes contraintes-déformations du béton :

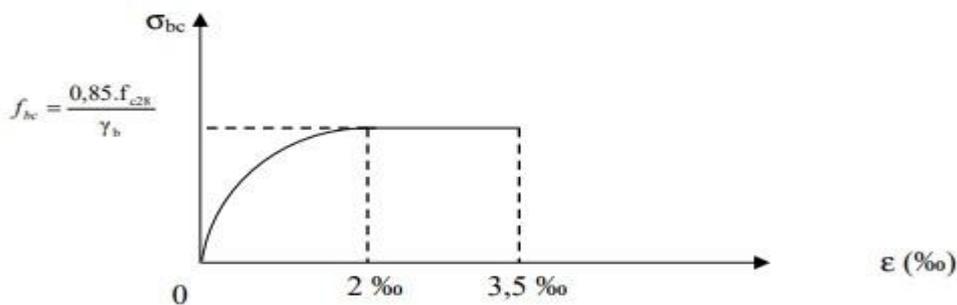


Figure5 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

d-2/Contrainte de calcul à l'ELS :

La contrainte de compression du béton à l'ELS (symbole  $\sigma_{bc}$ ) est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \text{ MPA} \quad f_{t28} = 15 \text{ M Pa}$$

d-3/Contrainte admissible de cisaillement :

$$\overline{\sigma}_u = \min (0,2f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPA}) \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$\overline{\sigma}_u$  : La contrainte de cisaillement ultime

$V_u$  : Effort tranchant ultime

d: hauteur utile

# Chapitre 1 : Généralités et Définitions

b : la largeur de la poutre

$\bar{\tau}_u$  : La contrainte de cisaillement ultime max

## E/Les aciers :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

### Diagramme contrainte- déformation : (ELU)

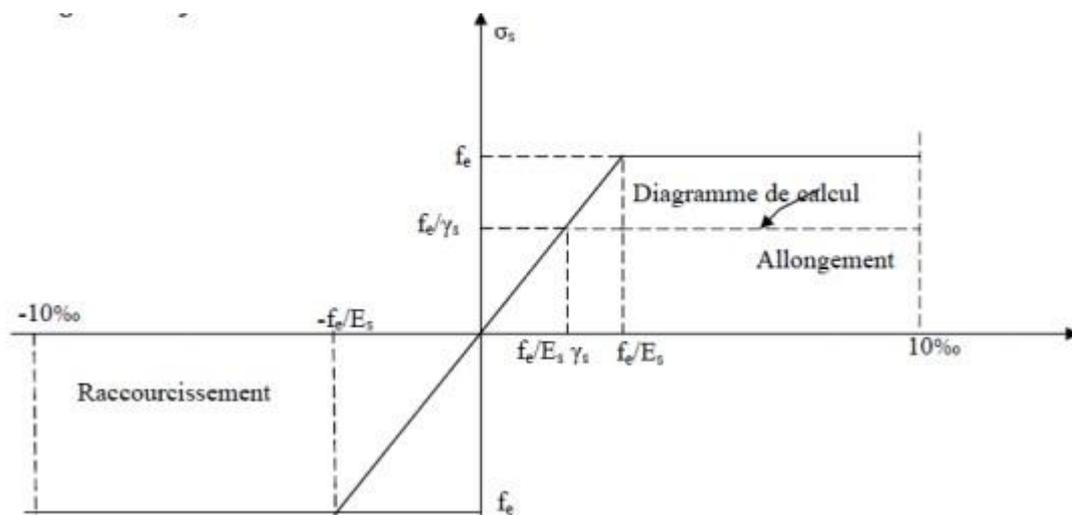


Figure6 : Diagramme contraintes- déformations d'acier

Coefficient de sécurité $\gamma_s$	Les situations
$\gamma_s = 1$	Cas situations accidentelles
$\gamma_s = 1.15$	cas de situations durable ou transitoire

Tableau 6 : représente  $\gamma_s$  en fonction de la Situation

## Etat limite de service ELS :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e, 110\sqrt{nftj})$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2f_e, 90\sqrt{nftj})$

# Chapitre 1 : Généralités et Définitions

---

- Avec :

Coefficient de fissuration $\eta$	Les situations
$\eta = 1$	pour les ronds lisses (RL)
$\eta = 1.6$	les armatures à hautes adhérence (HA)

Tableau 7 : représente  $\eta$  en fonction de la Situation

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à  $ES = 200\ 000$  MPA

## CHAPITRE II :

Pré- dimensionnement des éléments structuraux et non  
structuraux

❖ **Pré dimensionnement des éléments :**

I. **Introduction :**

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et C.B.A 93 (B.A.E.L 91).

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

**Le but :**

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

II. **Pré dimensionnement des éléments**

II -1/**Les poutres :**

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

II -1-1/**Les poutres principales :**

❖ **Critères de rigidité :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le BAEL 91 leurs Hauteurs et largeurs sont données selon les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_p \geq \frac{l_{\max}}{13} \\ b \geq 0.5h_p \end{array} \right\}$$

Avec :

$h_p$ : Hauteur de la poutre principale.

$b$  : Largeur de la poutre principale

$l_{\max}$  : Portée maximale entre axe d'appuis, ( $L_{\max} = 495$  cm)

$$\left\{ \begin{array}{l} h_p \geq \frac{495}{13} \\ b \geq 0.5 * 40 \end{array} \right\}$$

$$h_p \geq 38.08 \implies h = 40 \text{ cm}$$

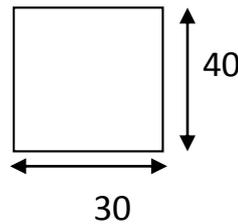
$$b \geq 20 \implies b = 30 \text{ cm}$$

❖ **Condition du RPA 99/ V2003 :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \\ b \geq 20 \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{ll} h = 40 & \text{OK} \\ b = 30 & \text{OK} \\ \frac{h}{b} = 1,33 < 4 & \text{OK} \end{array} \right.$$

Donc en Adopte pour les poutres principales une section de :  $(h*b) \implies (30*40) \text{ cm}^2$



**II -1-2/Les poutres secondaires :**

❖ **Critères de rigidité**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le BAEL 91 leurs Hauteurs et largeurs sont données selon les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_s \geq \frac{l_{\max}}{18} \\ b \geq 0.3h_s \end{array} \right.$$

Avec :

$h_s$ : Hauteur de la poutre secondaire.

$b$  : Largeur de la poutre secondaire

$l_{\max}$  : Portée maximale entre axe d'appuis, ( $L_{\max} = 480 \text{ cm}$ )

D'après le BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_p \geq \frac{480}{18} \\ b \geq 0.3 * 30 \end{array} \right.$$

$$h_p \geq 26,67 \implies h = 30 \text{ cm}$$

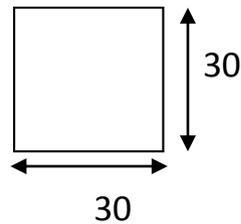
$$b \geq 9 \implies b = 30 \text{ cm}$$

❖ **Condition du RPA 99/ V2003 :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \\ b \geq 20 \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} h = 30 \quad \text{OK} \\ b = 30 \quad \text{OK} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \quad \text{OK} \end{array} \right.$$

Donc en Adopte pour les poutres secondaires une section de : (h\*b) => (30\*30) cm<sup>2</sup>



**II -2/Les planchers :**

❖ **Plancher corps creux :**

Condition de flèche :

La hauteur totale du plancher ht doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22.5} \quad [\text{BAEL99 /Art. B 6-8-423}]$$

Avec :

$l_{\max}$ : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher (h= h de corps creux + h de la dalle de compression).

$$l_{\max} = 495 - 30 = 465 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{465}{22.5} = 20.66 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ( $h_t = 16 + 4$ ) = 20cm.

Avec :{  $h_{cc} = 16 \text{ cm}$

$$h_{dp} = 4 \text{ cm}$$

- On a adopté  $h_t = 20 \text{ cm}$  donc il faut vérifier la flèche par ce que  $h_t < \frac{l_{\max}}{22.5}$

Condition non vérifié

**Dimensions des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé

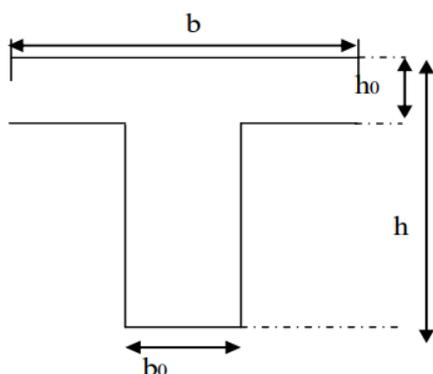


Figure 7: représente Les poutrelles

b: Distance entre axes des nervures

$h_0$  : La hauteur de la dalle de compression

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance b est prise généralement égale à 65 cm

Les dimensions des poutrelles sur marché :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 65 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ h_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le sens des poutrelles et parallèle aux poutres secondaires

• **Disposition des poutrelles :**

Il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées

Parallèlement à la plus petite portée.

- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui

Comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles comme le montre la figure suivante :

### **II -3/Les balcons :**

- Epaisseur de balcon : Isolation acoustique :  $e \geq 12\text{cm}$  L'épaisseur de la dalle pleine

Le Balcon selon les règles usuel de pré dimensionnement est conditionnée par :

$$e \geq L / 10$$

$e$  : L'épaisseur de la dalle pleine de balcon

$L$  : la distance de l'extrémité de consol jusqu'à nu d'appui.

Balcon 1 :

$$S=3.58 \text{ m}^2 \quad ; \quad L=1.3 \text{ m}$$

$$e \geq 130 / 10$$

$$e = 13\text{cm} \implies e=15\text{cm}$$

### **II -3/-a- Les dalles pleines : (consol) :**

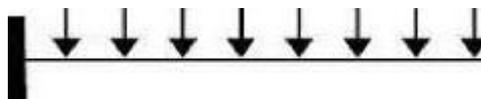


Figure 8 : représente dalles pleines (consol)

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**
  - $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu
  - $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu
  - $e = 17.5 \text{ cm}$  pour quatre heure de coupe-feu
- **Isolation phonique :**

Selon les règles technique "CBA93" en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- $e \geq \frac{l_x}{20}$  Dalle reposant sur un seul appui.
- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$  Dalle reposant sur deux appuis.
- $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$  Dalle reposant sur trois ou quatre appuis.

Avec :

$l_x$ : La plus petite portée.

Notre cas :

$e \geq \frac{l_x}{20}$  Dalle reposant sur un seul appui.

\* $e \geq \frac{165}{20} = 8,25\text{cm}$   $\implies e=15\text{cm}$  d'après le CBA93 pour obtenir une bonne isolation acoustique il faut que  $e > 13\text{cm}$

\* $e \geq \frac{135}{20} = 6,75\text{cm}$   $\implies e=15\text{cm}$  d'après le CBA93 pour obtenir une bonne isolation acoustique il faut que  $e > 13\text{cm}$

## II -4/ Les voiles :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4a$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile.

a : Epaisseur du voile.

L'article (7.7.1 RPA99 /V2003) nous dit que « l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm » ; de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités.

-  $a \geq \max (h_e / 25 ; h_e / 22 ; h_e / 20)$  selon le cas qui se présente

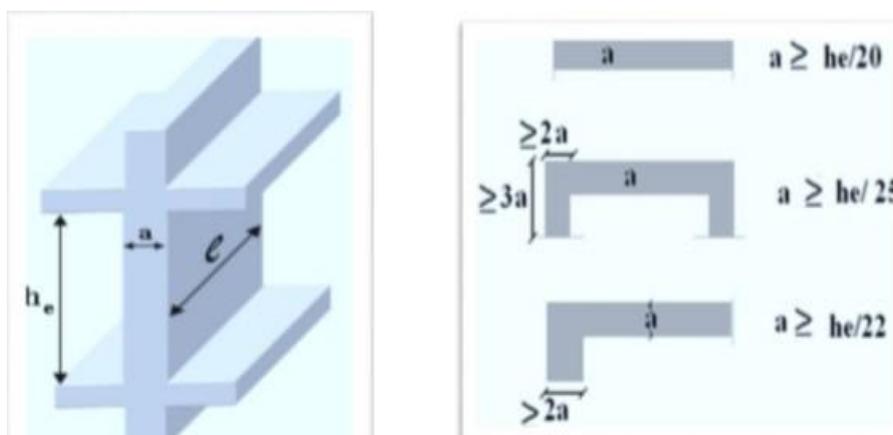


Figure9 : Section réduite du voile.

Donc :

-  $a \geq \max (h_e/ 20 ; 15\text{cm})$

- Pour le RDC :

$$h_e = h_t - h_p = 425 - 35 = 395\text{cm}$$

-  $a \geq \max (395/ 20 ; 15\text{cm})$

-  $a \geq \max (19.75 ; 15\text{cm})$

$$a = 20\text{cm}$$

$$L = 4.65\text{m}$$

$$L \geq 4a$$

$$465 \geq 80$$

- Pour les autres étages :

$$h_e = h_t - h_p = 306 - 35 = 271\text{cm}$$

-  $a \geq \max (271/ 20 ; 15\text{cm})$

-  $a \geq \max (13.55 ; 15\text{cm})$

$$a = 15\text{cm}$$

$$L = 465\text{cm}$$

$$L \geq 4a$$

$$465 \geq 60\text{cm}$$

## II -5/ Les poteaux :

C'est un Éléments qui transmettent les charges aux fondations leur pré dimensionnement doit respecter la condition imposée par le RPA99 Conditions imposées par le RPA99 :

Pour zone sismique IIa, les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ zone : 1 et 2} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ h_e : \text{la Hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right\}$$

Vérification de RPA 99 V2003 :

Etage 1 et 2 :

Pour les poteaux centraux :

$$\left. \begin{array}{l} \text{en prend } a = 35 > 25 \quad \text{vérifier} \\ \frac{h_e}{20} = 425/20 = 21.25 = > 35 > 20 \quad \text{vérifier} \\ \frac{1}{4} < \frac{35}{35} < 4 > \quad 0.25 < 1 < 4 \quad \text{vérifier} \end{array} \right\}$$

- Poteaux : (35\*35)

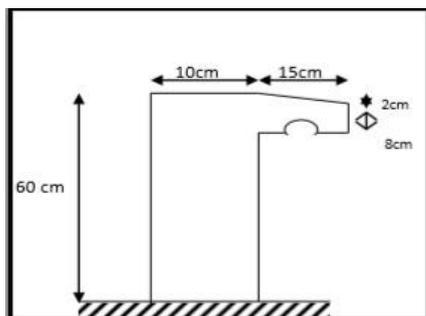
Pour les poteaux des extrémités de l'étage 1 et 2 et les autres étages :

Vérification de RPA 99 V2003 :

$$\left. \begin{array}{l} \text{en prend } a = 30 > 25 \quad \text{vérifier} \\ \frac{h_e}{20} = 425/20 = 21.25 = > 30 > 20 \quad \text{vérifier} \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4 > \quad 0.25 < 1 < 4 \quad \text{vérifier} \end{array} \right\}$$

- Poteaux : (30\*30)

## II -6/L'acrotère :



**Figure10 : Acrotère**

Section transversal :

$$S = (0,6 \cdot 0,1) + (0,08 \cdot 0,15) + \left( \frac{0,02 \cdot 0,15}{2} \right) \Rightarrow S = 0,074 \text{ m}^2$$

Poids propre =  $0,074 \cdot 2500 = 183,75 \text{ kg/ml}$ .

Poids propre =  $1.83 \text{ kN/ml}$ .

Enduit extérieur (ciment) :

$$e=2\text{cm} \quad \gamma= 18(\text{KN/m}^3) \quad G= 0,36(\text{KN/m}^2)$$

$$G_t = \text{Poids propre} + G$$

$$G_t = 1.83+0,36$$

$$G_t = 2,2 \text{ kN/ml}$$

## Chapitre III :

### Evaluation des charges et surcharges

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

#### **III -1/Introduction**

Toute structure à supporter des charges de diverses origines, Les charges sont des forces ou des couples directement appliqués sur la construction.

Elles peuvent aussi provenir de déformations imposées à la structure tels que :

Dilatations, tassements d'appuis (fondations), retraits, etc.

Les valeurs de chacune de ces charges sont connues dès le départ ou données par des textes réglementaires ou contractuels.

Elles sont donc la base d'appréciation des obligations des constructeurs ainsi que des responsabilités des utilisateurs.

#### **III -2/Evaluation des charges :**

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

❖ Les charges réglementaires dans le DTR B.C. 2.2 sont :

Les charges permanentes qui présentent le poids propre (G).

Les charges d'exploitation ou surcharges (Q).

➤ **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisé

## Chapitre3 : Evaluation des charges et surcharges

### ➤ Les charges d'exploitation :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale".

On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

### III -2-1/Plancher terrasse inaccessible :

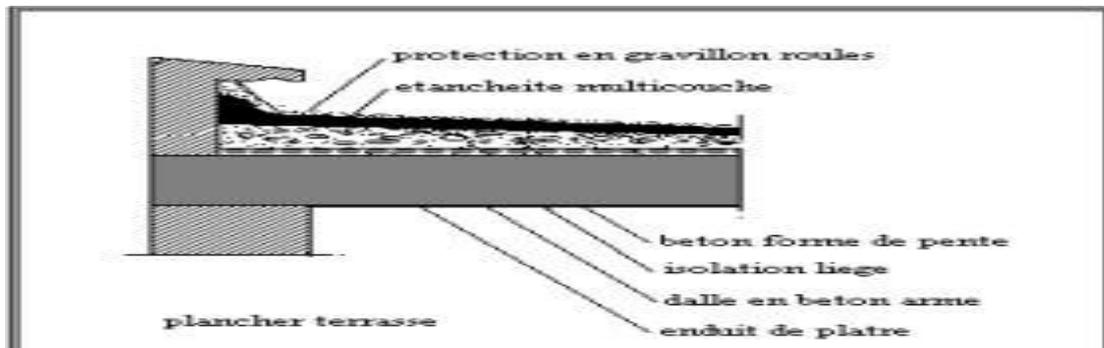


Figure11 : les couches de plancher terrasse inaccessible

	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN.m <sup>3</sup> )	G (KN.m <sup>2</sup> )
Gravions de protection	5	20	1
Étanchéité multicouche	2	/	0,12
Forme de pente	8	20	1,6
Isolation thermique	4	4	0,16
Dalle à corps creux	20	/	2,8
Enduit de plâtre	2	10	0,2
			5,88

Tableau 8 : Evaluation des charges permanentes pour dalle pleine terrasse inaccessible.

### III -2-2/ Dalle pleine étages courants :

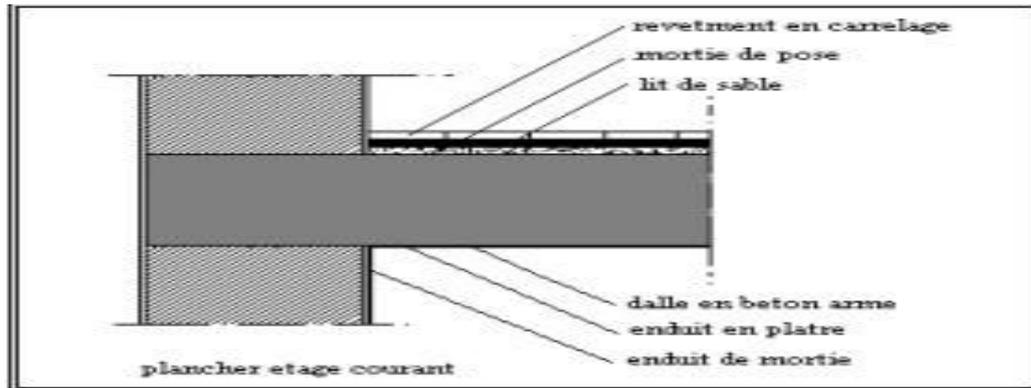


Figure13 : les couches de plancher étage courant

	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN.m <sup>3</sup> )	G (KN.m <sup>2</sup> )
Cloisons	10	10	1
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	3	20	0,6
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle pleine	15	25	3,75
Enduit de plâtre	2	10	0,2
			6,49

**Tableau 9 : Evaluation des charges permanentes pour dalle pleine étages courants**

## Chapitre3 : Evaluation des charges et surcharges

### III -2-3/Plancher étages courants :

	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN.m <sup>3</sup> )	G (KN.m <sup>2</sup> )
Cloisons	10	10	1
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	3	20	0,6
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle à corps creux	20	/	2,8
Enduit de plâtre	2	10	0,2
			5,54

Tableau10 : Evaluation des charges permanentes pour Plancher étages courants

### III -2-4/Les balcons :

	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN.m <sup>3</sup> )	G (KN.m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	3	20	0,6
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle pleine	15	25	3,75
Enduit de ciment	2	18	0,36
			5,65

Tableau 11 : Evaluation des charges permanentes pour les balcons

### III -2-5/Murs double parois en brique creuses :

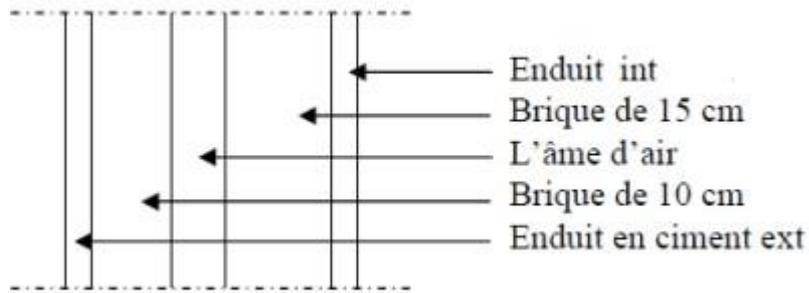


Figure14 : Représentation des murs extérieurs

	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN.m <sup>3</sup> )	G (KN.m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur (ciment)	2	18	0,36
Briques creuses 15 cm	15	/	1,3
Briques creuses 10 cm	10	/	0,9
Enduit intérieur (plâtre)	2	10	0,2
			2,76

Tableau12 : Evaluation des charges permanentes pour les murs extérieurs

### III -2-6/Charges d'exploitation :

Nature du local	Q (KN.m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étages courants	1.5
Les balcons	3.5

Tableau13 : Evaluation des Charges d'exploitation

# Chapitre IV :

## Etude sismique

# Chapitre 4 : Etude sismique

---

## **IV-1/ Introduction :**

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

## **IV-2/ Méthodes de calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- la méthode d'analyse modale spectrale.

### **IV-2-1/Méthode statique équivalente :**

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

### **IV-2-2/ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par Cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul Et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des Résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

### **IV-2-3/La méthode d'analyse modale spectrale :**

- **Principe :**

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.

# Chapitre 4 : Etude sismique

- **Condition d'application :**

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

### **IV-3/Système de contreventement :**

Notre structure est contreventée par 5 voiles comme le présente la figure suivante :

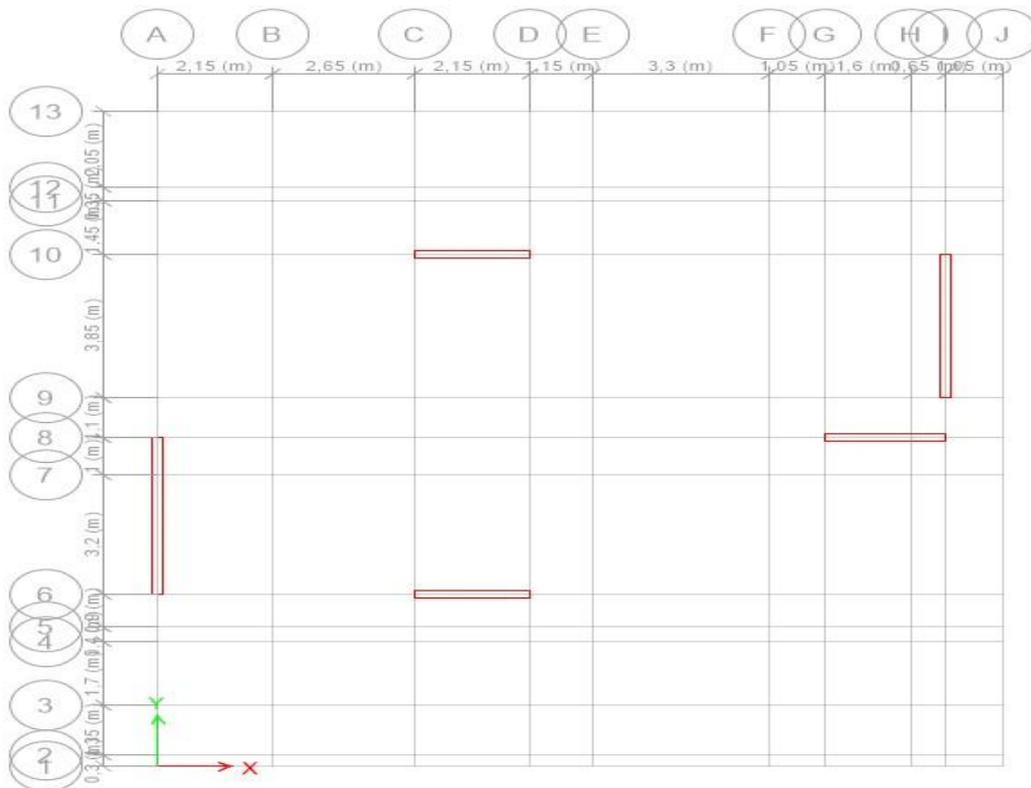


Figure14 : représente Vue en 2D pour le système de contreventement

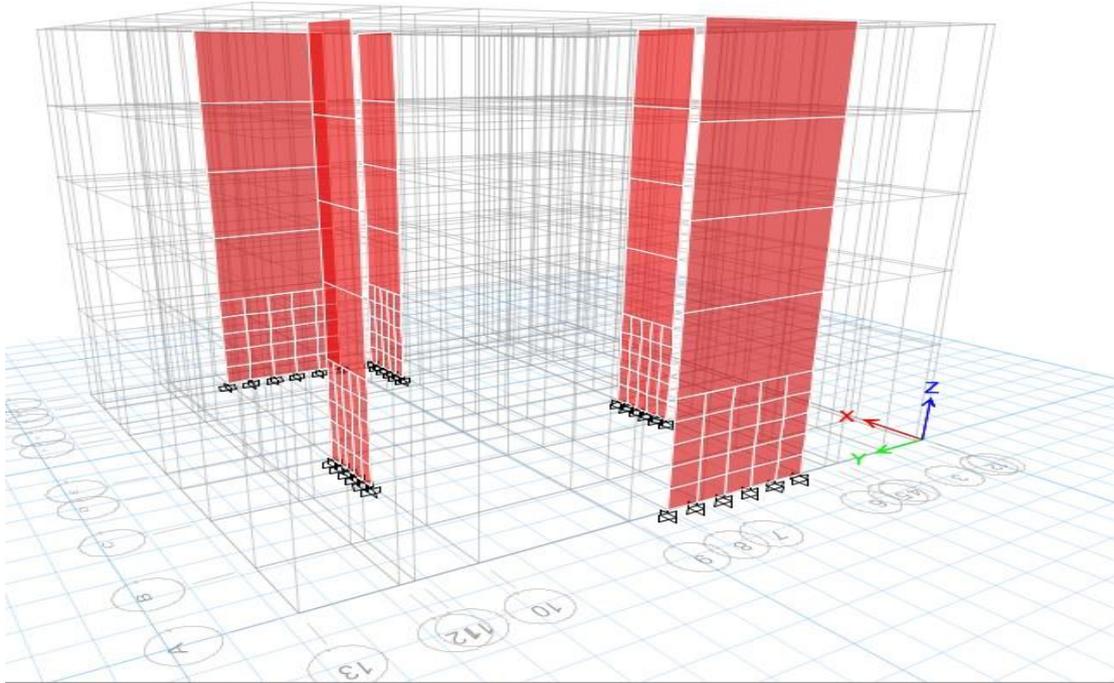


Figure15 : représente Vue en 3D pour les encastremets des voiles

**IV-4/Spectre de réponse de calcul :**

On recherche pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est présentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} (1.25A) \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.25\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T > 3.0s \end{cases}$$

**Avec :**

**A : Coefficient d'accélération de la zone.** RPA99 (Tableau4.1)

Le coefficient dépend de deux paramètres : -Groupe d'usage : groupe 2

- Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$

**R : Coefficient de comportement global de la structure,** il est fonction du système de contreventement. RPA99 (Tableau4.3)

## Chapitre 4 : Etude sismique

Pour notre projet, on adopte pour un structure contreventée par de voiles

Donc :  $R = 5$

**Q : Facteur de qualité de la structure** : déterminée par la formule suivante : RPA99

(Formule 4.4)

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq \dots \text{(Formule 4.4 de RPA99)}$$

$Pq$ : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

$$Q_x = Q_y = 1,20$$

$T$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site d'après le RPA 99 (Tableau 4.7)

$$T_1 = 0,15 \quad \text{et} \quad T_2 = 0,50$$

➤  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \dots \text{(formule 4.3 de RPA 99/v2003)}$$

$\xi$  (%) est le coefficient d'amortissement critique, donné par le tableau 4.2 du RPA 99/v2003. => Voiles ou murs :  $\xi = 10\%$

D'après RPA99 :

Sismique dessin paramètres			
Modale spectrale		Statique équivalentes	
Q	1,25	H (m)	16,49
R	5		
A	0,15	Ct	0,05
T1	0,15		
T2	0,50		
$\Xi$	10	T (sec)	1,744
$\eta$	0,76376262		
D	0,83	C	0,024

Tableau14 : résume les résultats les paramètres de spectre de réponse

## Chapitre 4 : Etude sismique

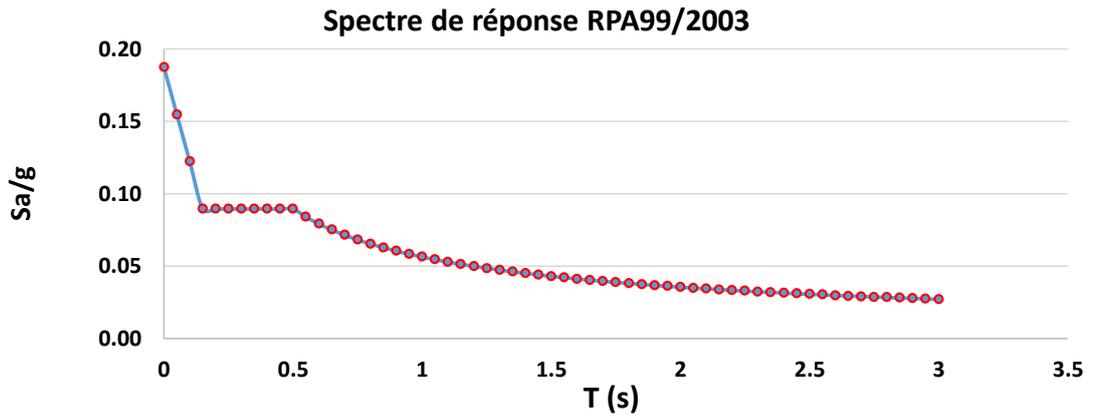


Figure16 : Courbe du spectre de réponse de  $\frac{S_a}{g}=f(T(s))$

### IV-4-1/Résultats de l'analyse modale :

#### BLOC 1 :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel ETAPS sont données dans le tableau suivant :

Mode	Période	Sum	Sum	Sum
	Sec	UX	UY	RZ
1	0,619	0,77	0,0078	1,96E-05
2	0,481	0,7794	0,7272	0,0195
3	0,422	0,7794	0,7425	0,7468
4	0,17	0,9297	0,743	0,7469
5	0,118	0,9297	0,8936	0,7725
6	0,1	0,93	0,9284	0,9293
7	0,078	0,973	0,9285	0,9293
8	0,053	0,9731	0,9651	0,9368
9	0,047	0,9871	0,9658	0,9382
10	0,044	0,9875	0,976	0,9706
11	0,035	0,9917	0,976	0,9706
12	0,033	0,9917	0,9916	0,9712
13	0,029	0,9928	0,9917	0,9713
14	0,016	0,9928	0,9938	0,979
15	0,008	0,9957	0,9938	0,9791

**Tableau 15 : représente la participation massique**

# Chapitre 4 : Etude sismique

## c) Interprétation des résultats :

- le premier mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 76.89% dans cette direction.

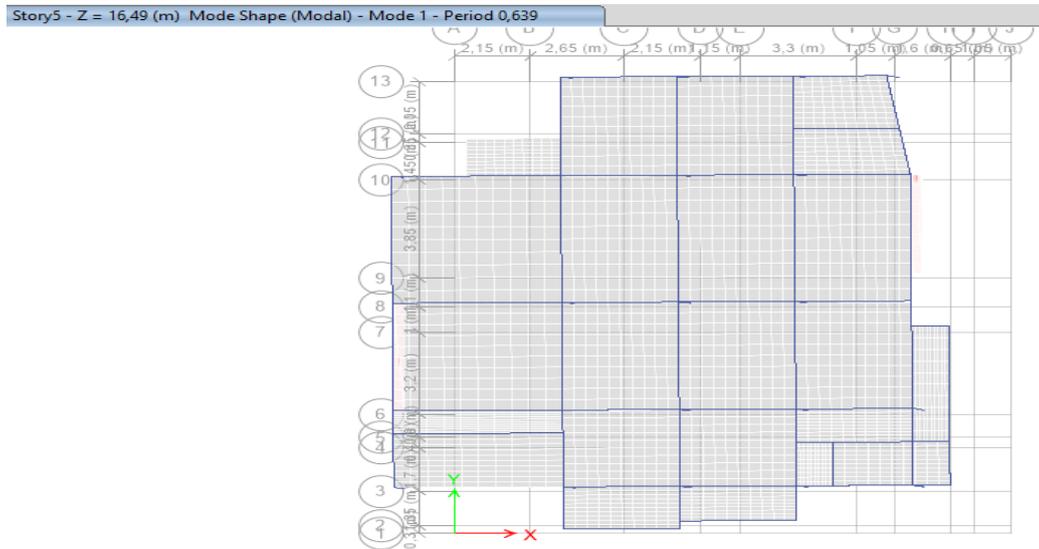


Figure17 : représente le mode 1

- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 77,68% dans cette direction.

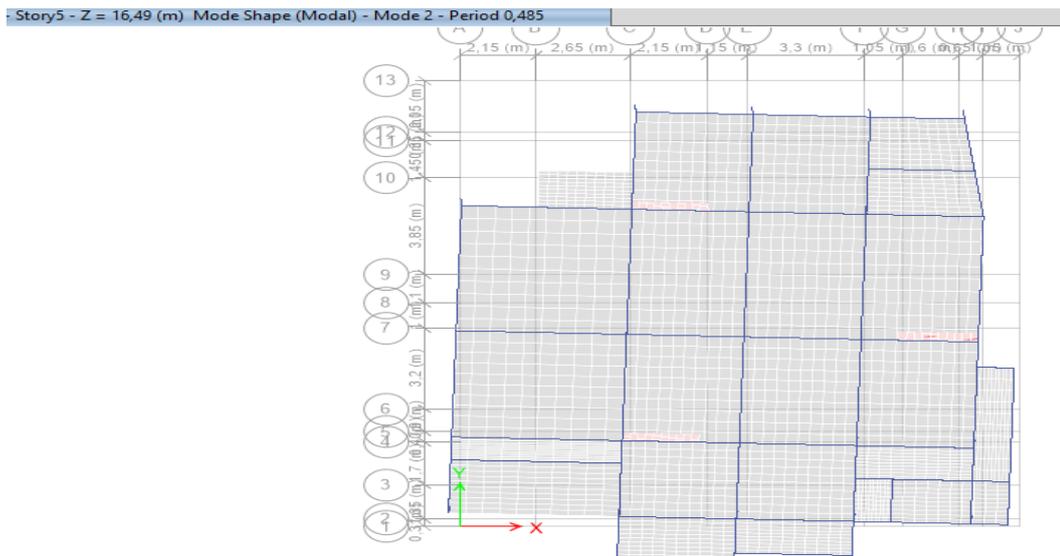
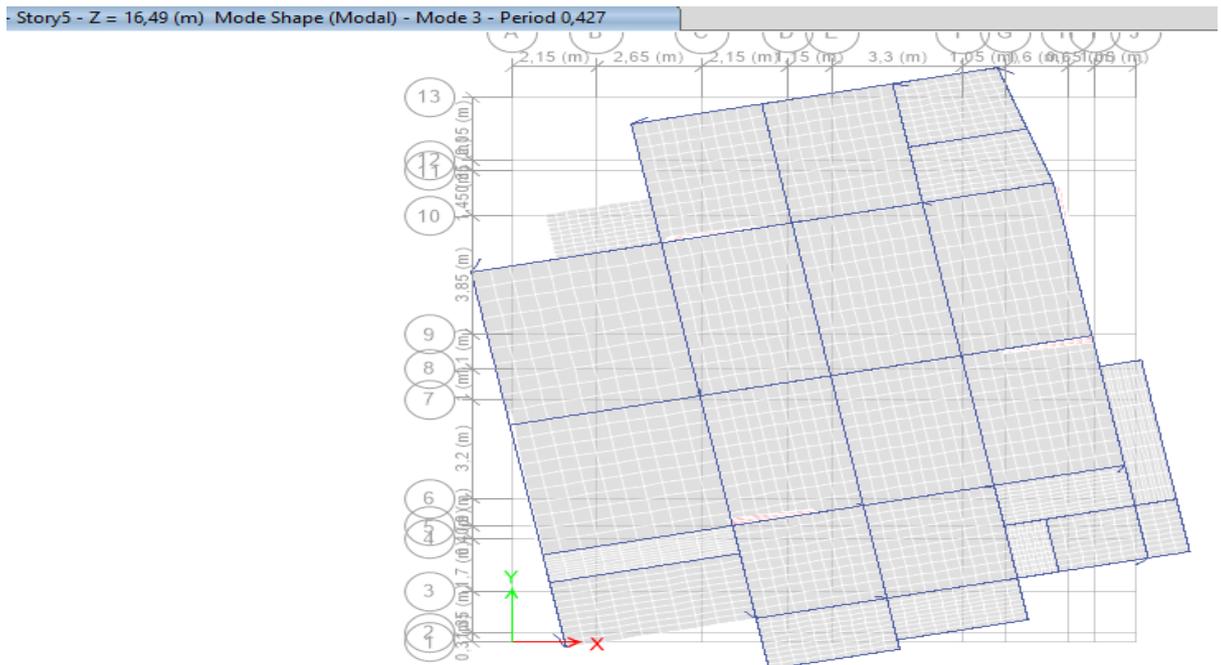


Figure18 : représente le mode 2

## Chapitre 4 : Etude sismique

- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z



**Figure19 : représente le mode 3**

- La condition de RPA (Art 4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 6ème mode pour que la masse atteigne les 90%.

### **IV-4-2/Vérification de l'excentricité :**

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/V2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

L'analyse automatique par le logiciel ETAPS a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

## Chapitre 4 : Etude sismique

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	Dx	Dy	Ex	ey
		m	M	M	M				
Story1	D1	7,803	9,1259	6,9599	8,9308	14,7	16	-5,74%	-1,22%
Story2	D2	8,1182	8,5584	7,2016	8,7483	15,75	17,65	-5,82%	1,08%
Story3	D3	8,1057	8,5635	7,4762	8,5993	15,75	17,65	-4,00%	0,20%
Story4	D4	8,1056	8,5635	7,7188	8,4869	15,75	17,65	-2,46%	-0,43%
Story5	D5	8,0539	8,5406	7,8855	8,404	15,75	17,65	-1,07%	-0,77%

Tableau 16 : représente Centre de masse et Centre de rigidité.

### IV-4-3/L'Effort Sismique à la Base de la Structure :

La condition de l'article 4-3-6 de RPA 99 v 2003

$$V \text{ (dynamique)} > 80\% V \text{ (statique)}$$

	Load	FX	FY	Coff		
	Case/Combo	KN	kN			
<b>Statique</b>	Ex	-299,6282	-1,61E-05	0,308564	1	Sens X
	Ey	0	-299,628	0,275744	1	Sens-Y
<b>Dynamique</b>	EDx Max	776,8315	94,3641			
	EDy Max	94,3587	869,2942			

Tableau 17 : représente L'Effort Sismique à la Base

### IV-4-4/Vérification des déplacements inter étage :

Selon le RPA99/Version2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

- $\Delta_k$  : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

## Chapitre 4 : Etude sismique

<b>Sens X</b>				
<b>Story</b>	<b>Drift</b>	<b>R</b>	<b>Drift kx</b>	<b>Vérification</b>
Story5	0,000707	5	0,35%	Ok
Story4	0,0008	5	0,40%	Ok
Story3	0,000838	5	0,42%	Ok
Story2	0,000743	5	0,37%	Ok
Story1	0,000402	5	0,20%	Ok

**Tableau 18 : représente déplacements inter étage sens x**

Déplacements inter-étages sens XX :

	<b><math>\delta</math></b>	<b>R</b>	<b><math>\delta \cdot R</math></b>	<b>H (m)</b>	<b><math>\delta</math></b>	
<b>DEP max X</b>	10,6	5	53	16,49	0,32%	<b>&lt;1% vérifié</b>

**Tableau 19 : représente déplacements inter étage sens xx**

<b>Sens-Y</b>				
<b>Story</b>	<b>Drift</b>	<b>R</b>	<b>Drift kx</b>	<b>Vérification</b>
Story5	0,000597	5	0,30%	Ok
Story4	0,000637	5	0,32%	Ok
Story3	0,000625	5	0,31%	Ok
Story2	0,000511	5	0,26%	Ok
Story1	0,000259	5	0,13%	Ok

**Tableau 20: représente déplacements inter étage Sens Y**

Déplacements inter-étages sens YY :

	<b><math>\delta</math></b>	<b>R</b>	<b><math>\delta \cdot R</math></b>	<b>H (m)</b>	<b><math>\delta</math></b>	
<b>DEP max Y</b>	7,693	5	38,465	16,49	0,23%	<b>&lt;1% vérifié</b>

**Tableau 21 : représente déplacements inter étage Sens YY**

➤ La condition est satisfaite dans les 2 sens

## Chapitre 4 : Etude sismique

### IV-4-5/ Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon RPA99/V2003 (Art 5.9) les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ** ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

- $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »
- $V_k$  : 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 »

Sens X												
Story	Heig ht	VX (Bottom)	Dead (Top)	Live (Top)	B	Pk	Avera ge	Δkx	R	Δk	θx < 0,1	Facte ur de majo ratio n
	Mm	Kn	P (KN)	P (KN)		(KN)	Mm	Mm		mm		
Story 5	3060	261,5729	2007,32 74	39,94 55	0,2	2015,32	10,6	2,015	5	10,075	0,03	1
Story 4	3060	464,1517	4530,13 98	150,5 046	0,2	4560,24	8,585	2,304	5	11,52	0,04	1
Story 3	3060	615,862	7052,95 22	261,0 636	0,2	7105,16	6,281	2,441	5	12,205	0,05	1
Story 2	3060	718,4089	9577,07 47	371,6 227	0,2	9651,40	3,84	2,185	5	10,925	0,05	1
Story 1	4250	776,8315	12006,2 143	371,6 227	0,2	12080,54	1,655	1,655	5	8,275	0,03	1

**Tableau 22 : représente l'effet (P-Δ ) Sens X**

## Chapitre 4 : Etude sismique

Sens-y :

Sens-Y												
Story	Height	Vy (Bottom)	Dead (Top)	Live (Top)	B	Pk (KN)	Average	Δky	R	Δk	θy < 0,1	Majoration factor
	Mm	Kn	P (KN)	P (KN)		(KN)	mm	Mm		mm		
Story 5	3060	307,3732	2007,33	39,95	0,2	2015,32	7,693	1,709	5	8,545	0,018	1
Story 4	3060	532,565	4530,14	150,50	0,2	4560,24	5,984	1,799	5	8,995	0,025	1
Story 3	3060	693,0777	7052,95	261,06	0,2	7105,16	4,185	1,756	5	8,78	0,029	1
Story 2	3060	803,7329	9577,07	371,62	0,2	9651,40	2,429	1,441	5	7,205	0,028	1
Story 1	4250	869,2942	12006,21	371,62	0,2	12080,54	0,988	0,988	5	4,94	0,016	1

Tableau 23 : représente l'effet (P-Δ ) Sens Y

### IV-4-6/Effort normal réduit : (l'Art (7.4 .3 .1) du RPA 99/v2003)

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{Nd}{Bc \cdot fcj}$$

Avec :

- Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
- Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière
- fcj : est la résistance caractéristique du béton

La vérification de l'effort normal réduit est dans le tableau suivant :

Nd(KN)	Bc (mm <sup>2</sup> )	fcj(MPa)	v	v ≤ 0.3
-379508,6	122500	25	-0,12392118	<b>Vérifier</b>

Tableau 24 : représente La vérification de l'effort normal réduit

## Chapitre 4 : Etude sismique

---

### IV-4-7/Vérification au renversement :

Pour que tour soit au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_R}{M_S} \geq 1.25$$

Avec :

- $M_S$  : moment stabilisant.
- $M_R$  : moment renversement.

Load Case/Combo	MX	MY		Mstab	Mrenv	CS
	kN-m	kN-m				
Dead	109164,926	- 100434,743	<b>Sens X</b>	100434,743	9284,6042	<b>0,092</b>
EDx Max	1189,6733	9284,6042	<b>Sens-Y</b>	109164,926	10426,8594	<b>0,096</b>
EDy Max	10426,8594	1136,8521				

Tableau 25 : représente La vérification de renversement

\*\*\*D'après le tableau : l'ouvrage est stable au renversement dans les deux se

## Chapitre 4 : Etude sismique

### IV-5-1/les Vérifications de BLOC 2 :

Mode	Period sec	Sum UX	Sum UY
1	0,678	0,0265	0,7049
2	0,483	0,6335	0,7302
3	0,418	0,7297	0,7365
4	0,168	0,7327	0,9391
5	0,116	0,901	0,9404
6	0,105	0,9395	0,9404
7	0,072	0,9399	0,9883
8	0,053	0,9772	0,9884
9	0,047	0,9902	0,9884
10	0,04	0,9904	0,9987
11	0,033	0,9971	0,9987
12	0,029	0,9991	0,9987
13	0,026	0,9991	1
14	0,024	0,9999	1
15	0,021	1	1

Tableau 26 : représente La vérification de la participation massique

#### **Interprétation des résultats :**

Le premier mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 70.49% dans cette direction.

Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 60.7 % dans cette direction.

Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z

La condition de RPA (Art 4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 5ème mode pour que la masse atteigne les 90%.

## Chapitre 4 : Etude sismique

### IV-5-2/Vérification de l'excentricité :

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/V2003 :

$$(e_x, e_y) < 15\%$$

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	Dx	Dy	ex	ey
		m	M	M	M				
RDC	D1	10,0835	8,0258	9,0143	7,2552	20,8	14,95	- 5,14%	-5,15%
Etage 1	D2	9,6485	8,3185	8,91	7,7569	20,8	14,95	- 3,55%	-3,76%
Etage 2	D3	8,9027	7,9712	8,6919	8,235	18,05	14,95	- 1,17%	1,76%
Etage 3	D4	8,9124	7,9677	8,5002	8,6133	18,05	14,95	- 2,28%	4,32%
Etage 4	D5	8,8976	7,9412	8,3493	8,8616	18,05	14,95	- 3,04%	6,16%

Tableau 27 : représente La vérification de Vérification l'excentricité

### IV-5-3/ L'Effort Sismique à la Base de la Structure :

La condition de l'article 4-3-6 de RPA 99 v 2003

$$V \text{ (dynamique)} > 80\% V \text{ (statique)}$$

	Load	FX	FY	Coff		
	Case/Combo	Kn	Kn			
<b>Statique</b>	Ex	-305,903	0	0,289622	<b>1</b>	<b>Sens X</b>
	Ey	0	-305,903	0,340286	<b>1</b>	<b>Sens-Y</b>
<b>Dynamique</b>	EDx Max	844,9705	182,6214			
	EDy Max	182,6214	719,1675			

Tableau 28 : représente La vérification de L'Effort Sismique à la Base de la Structure

## Chapitre 4 : Etude sismique

### IV-5-4/Vérification des déplacements inter étage :

Selon le RPA99/Version2003 (Art 5.10),

<b>Sens X</b>				
<b>Story</b>	<b>Drift</b>	<b>R</b>	<b>Drift kx</b>	<b>Vérification</b>
Toiture	0,000696	5	0,35%	Ok
Etage 4	0,000695	5	0,35%	Ok
Etage 3	0,000638	5	0,32%	Ok
Etage 2	0,000503	5	0,25%	Ok
Etage 1	0,000232	5	0,12%	Ok

Tableau 29 : représente La vérification de déplacements inter étage sens X

	<b><math>\delta</math></b>	<b>R</b>	<b><math>\delta * R</math></b>	<b>H (m)</b>	<b><math>\delta</math></b>	
<b>DEP max X</b>	7,41	5	37,05	16,49	0,22%	<b>&lt;1% vérifié</b>

Tableau 30: représente le déplacement d'inter étage sens X

<b>Sens-Y</b>				
<b>Story</b>	<b>Drift</b>	<b>R</b>	<b>Drift kx</b>	<b>Vérification</b>
Toiture	0,000917	5	0,46%	Ok
Etage 4	0,00096	5	0,48%	Ok
Etage 3	0,000936	5	0,47%	Ok
Etage 2	0,000775	5	0,39%	Ok
Etage 1	0,000379	5	0,19%	Ok

Tableau 31 : représente La vérification de déplacements inter étage sens Y

	<b><math>\delta</math></b>	<b>R</b>	<b><math>\delta * R</math></b>	<b>H (m)</b>	<b><math>\delta</math></b>	
<b>DEP max Y</b>	11,73	5	58,65	16,49	0,36%	<b>&lt;1% vérifié</b>

Tableau 32 : représente le déplacement d'inter étage sens X

## Chapitre 4 : Etude sismique

### IV-5-5/Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon RPA99/V2003 (Art 5.9) les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ** ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Sens X												
Story	H	VX	P	P	B	Pk	Average	Δkx	R	Δk	θx < 0,1	factor Majoration
	Mm	Kn	Kn	Kn		(KN)	mm	mm		mm		
<b>Etag e 5</b>	3060	288,610 5	1969,8552	238,5275	0,2	2017, 56	7,41	1,71 5	5	8,57 5	0,020	1
<b>étag e 4</b>	3060	495,363 7	4484,887	652,3887	0,2	4615, 36	5,695	1,75 8	5	8,79	0,027	1
<b>Etag e 3</b>	3060	641,409 9	7000,7064	1066,25	0,2	7213, 96	3,937	1,67 2	5	8,36	0,031	1
<b>Etag e 2</b>	3060	753,377 5	9650,5965	1546,042	0,2	9959, 81	2,265	1,36 5	5	6,82 5	0,029	1
<b>Etag e 1</b>	4250	844,970 5	12621,713	2056,652	0,2	13033 ,04	0,9	0,9	5	4,5	0,016	1

Tableau 33 : représente l'effet P-Δ sens X

## Chapitre 4 : Etude sismique

Sens-Y												
Story	H	VY	Dead (Top)	Live (Top)	B	Pk	Average	$\Delta y$	R	$\Delta k$	$\theta y < 0,1$	factor Major ation
	Mm	Kn	P (KN)	P (KN)		(KN)	mm	mm		mm		
etage5	3060	244,0523	1969,86	238,53	0,2	2017, 56	11,73	2,61	5	13,05	0,035	1
etage4	3060	421,5416	4484,89	652,39	0,2	4615, 36	9,12	2,74 4	5	13,72	0,049	1
Etage 3	3060	550,8626	7000,71	1066,25	0,2	7213, 96	6,376	2,63 9	5	13,19 5	0,056	1
Etage 2	3060	644,7964	9650,60	1546,04	0,2	9959, 81	3,737	2,22 5	5	11,12 5	0,056	1
Etage 1	4250	719,1675	12621,71	2056,65	0,2	13033 ,04	1,512	1,51 2	5	7,56	0,032	1

Tableau 34 : représente l'effet P- $\Delta$  sens Y

### **IV-9/Conclusion :**

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct

## CHAPITRE V :

Etude des éléments structuraux et non  
structuraux

### **V -1/Introduction :**

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

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

### **V -2/ Hypothèses générales pour tous les éléments :**

$f_{c28}$	$f_{t28}$	$f_{bc}$	$\sigma_s$	$F_e$	Classe de béton	Type de fissuration	Type d'aciers
25MPA	2.1MPA	14.2MPA	348MPA	400MPA	C25/30	fissuration préjudiciable	haute adhérence

Tableau 35 : des Hypothèses générales pour tous les éléments

### **V -3/ Ferrailage des éléments structuraux :**

**V -3-1/ Les voiles :**      0,8G+Ey

a) Les voiles de la direction Y :

Nom du voile : File A entre 6 et 8

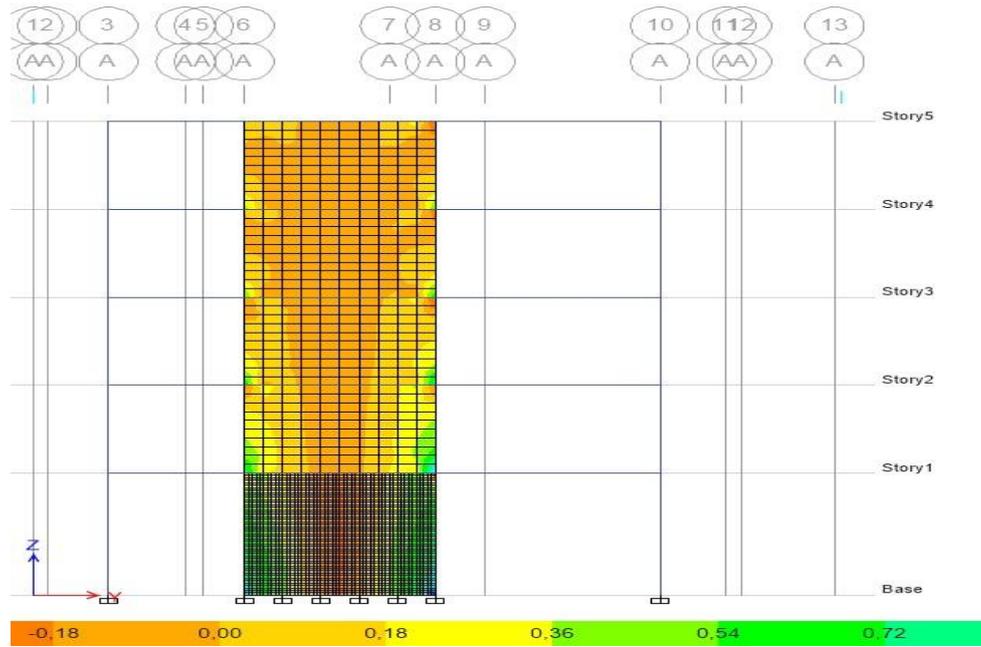


Figure 20 : représente le voile de File A entre 6 et 8

N(KN) Pour le 1 <sup>er</sup> et 4 <sup>ème</sup> Bonde 0,8G+Ey	$A_{s1}$ cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ (MPa) G+Q+Ey	N(KN) Pour le 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> Bonde 0,8G+Ey	$A_{s2}$ cm <sup>2</sup>	$A_s$ répartition $= \frac{A_s}{4}$ cm <sup>2</sup> Pour les 2 nappes	$\sigma_b$ (MPa) G+ Q +Ey	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Nombre des barres Par des HA12		Nombre des barres pour les 2 nappes d'après $A_{smin}$	
								$A_{s1}$	$A_{s2}$		
610,92	15,27	2,87	164,67	4,12	8HA8	0,5	vérifie	14	4	14	12
310,78	7,77	1,75	91,61	2,29		0,5		7	3	12	
113,41	2,84	0,74	61,61	1,54		0,63		1	2		
13,55	0,34	0,25	60,50	1,51		0,5		3	2		
21,21	0,53	0,31	27,58	0,69		0,16		1	1		

Tableau 36 : représente les détails de voile de File A entre 6 et 8

Avec :

Espacement  $l_{longitudinale1}=15\text{cm}$     Espacement  $l_{transversalle}=25\text{cm}$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,15} = 18,5\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{N}{f_e} = \frac{610,92}{40} = 15,27\text{cm}^2$$

Nom du voile : File I entre 9 et 10     $L= 3,2$

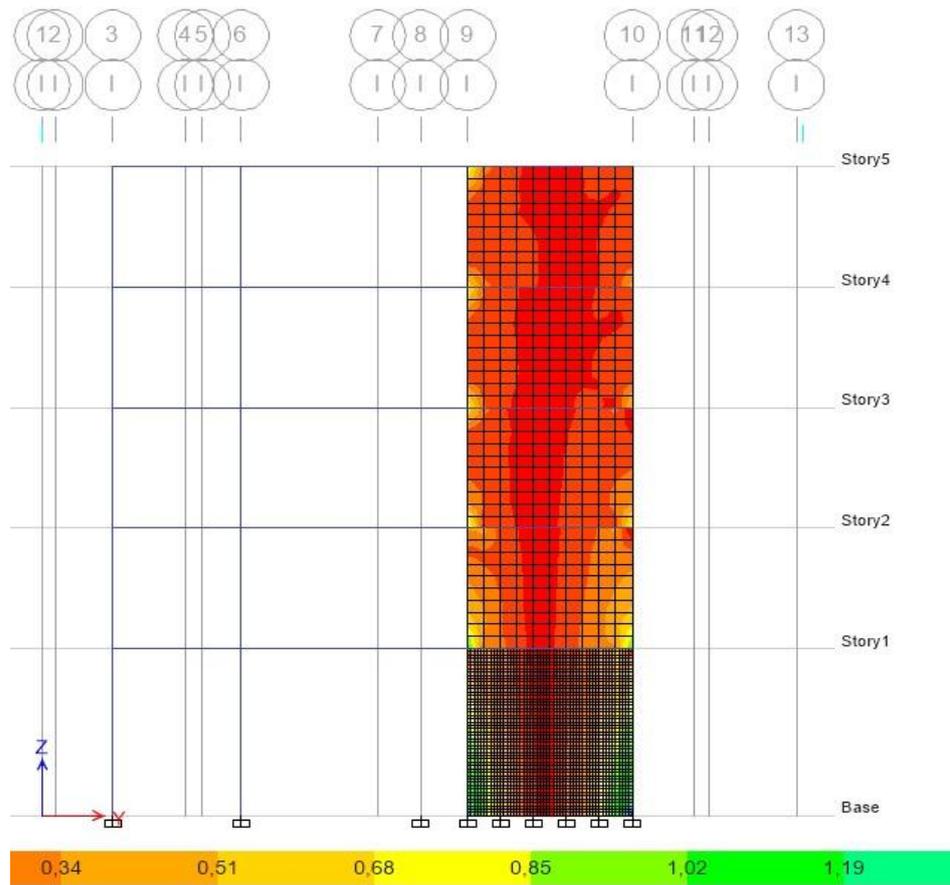


Figure21 : représente le voile de File I entre 9 et 10

N(KN) Pour le 1 <sup>er</sup> et 4 <sup>ème</sup> Bonde 0,8G+Ey	A <sub>s1</sub> cm <sup>2</sup>	σ <sub>b</sub> (MPA) G+Q+Ey	N(KN) Pour le 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> Bonde 0,8G+Ey	A <sub>s2</sub> cm <sup>2</sup>	σ <sub>b</sub> (MPA) G+Q+Ey	σ <sub>b</sub> ≤ σ <sub>b</sub> <sup>bar</sup>	Nmb des barres de HA12		Nmb des barres pour les 2 nappes d'après A <sub>smin</sub>		A <sub>s</sub> répartition = $\frac{A_s}{4}$ cm <sup>2</sup> Par des HA8 Pour les 2 nappes	
							A <sub>s1</sub>	A <sub>s2</sub>				
680,21	17,0 1	3,33	107,88	2,70	0,48	vérifie	16	3	16	12	10	8
274,31	6,86	1,61	50,49	1,26	0,49		7	2	8	8		
105,41	2,64	0,57	44,21	1,11	0,42		3	1				
27,27	0,68	0,08	21,55	0,54	0,22		1	1				
36,62	0,92	0,4	12,13	0,30	0,05		1	1				

Tableau 37 : représente les détails de voile de File I entre 9 et 10

**b) Les voiles de la direction X :**

Nom du voile : File 10 entre C et D avec L=2,15

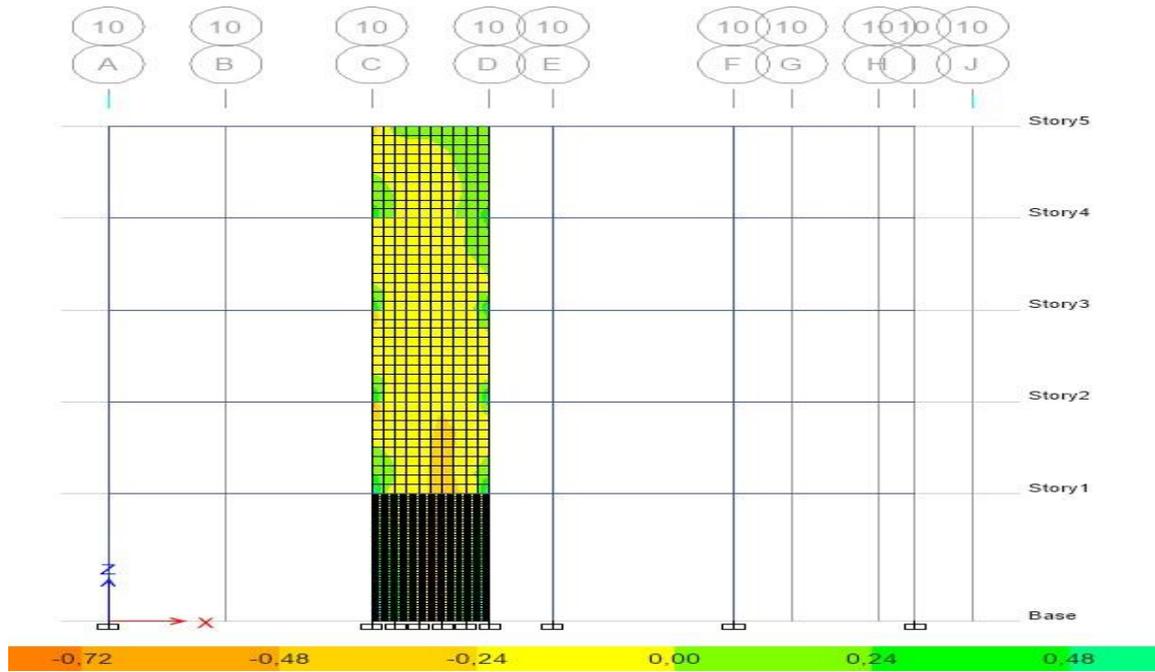


Figure 22 : représente le voile de File 10 entre C et D

N(KN) Pour le 1 <sup>er</sup> et 4 <sup>ème</sup> Bonde 0,8G+Ex	A <sub>s1</sub> cm <sup>2</sup>	σ <sub>b</sub> (MPA) G+Q+Ex	N(KN) Pour le 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> Bonde 0,8G+Ex	A <sub>s2</sub> cm <sup>2</sup>	σ <sub>b</sub> (MPA) G+Q+Ex	σ <sub>b</sub> ≤ σ <sub>b</sub>	Nmb des barres Par des HA12		Nmb des barres pour les 2 nappes d'après A <sub>smin</sub>		A <sub>s</sub> répartition = $\frac{A_s}{4}$ cm <sup>2</sup> Par des HA8 Pour les 2 nappes
							A <sub>s1</sub>	A <sub>s2</sub>			
48,25	1,2	0,81	191,9	4,80	0,25	vérifie	2	5	12	12	8
197,17	4,93	1,78	88,34	2,21	1,24		5	2	8		
156,33	3,91	1,4	150,67	3,77	1,46		4	4			
49,58	1,24	0,54	99,06	2,48	0,95		2	3			
6,239	0,2	0,07	39,41	0,99	0,25		1	1			

Tableau 38 : représente les détails de voile de File 10 entre C et D

Nom du voile : File 8 entre G et I avec  $L=2,25$

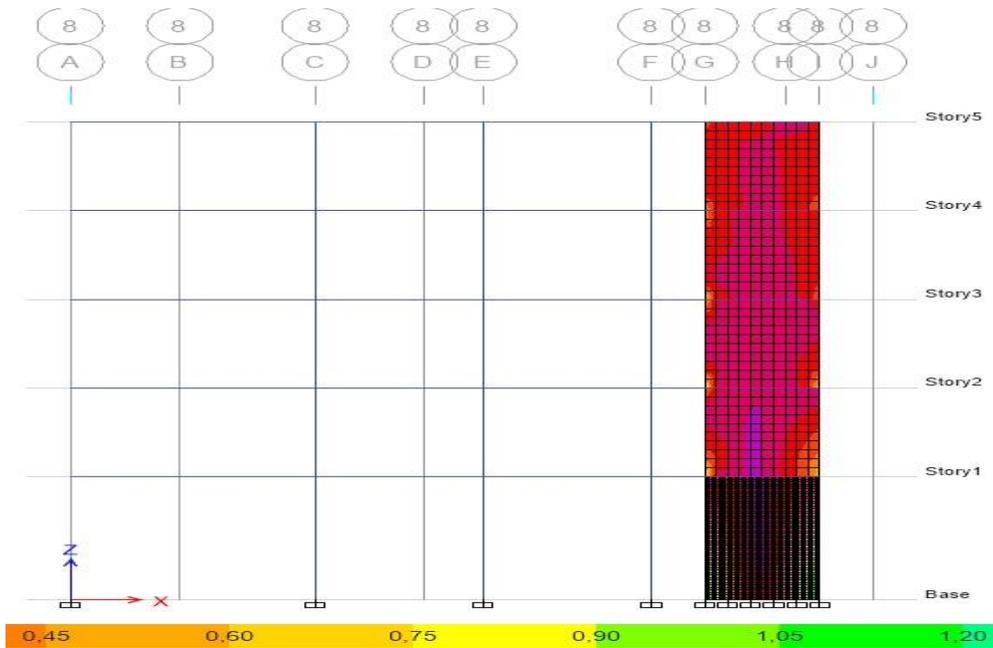


Figure23 : représente le voile de File 8 entre G et I

N(KN) Pour le 1 <sup>er</sup> et 4 <sup>ème</sup> Bonde 0,8G+Ex	$A_{s1}$ cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ (MPA) G+Q+Ex	N(KN) Pour le 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> Bonde 0,8G+Ex	$A_{s2}$ cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ (MPA) G+Q+Ex	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Nmb des barres		Nmb des barres pour les 2 nappes		$A_s$ répartition $= \frac{A_s}{4}$ cm <sup>2</sup> Par des HA8 Pour les 2 nappes
							Par des HA12	$A_{s1}$	$A_{s2}$	$A_{smin}$	
288,49	7,21	1,41	183,66	4,59	0,75	vérifie	7	5	12	12	8
27,30	0,68	0,17	133,71	3,34	0,81		1	3	8		
87,2	2,18	0,54	137,82	3,44	0,91		2	4			
27,18	0,68	0,16	46,44	1,16	0,29		1	2			
12,98	0,32	0,15	2,13	0,05	0,07		1	1			

Tableau 39 : représente les détails de voile de File 8 entre G et I

Nom du voile : File 6 entre C et D avec L=2,15

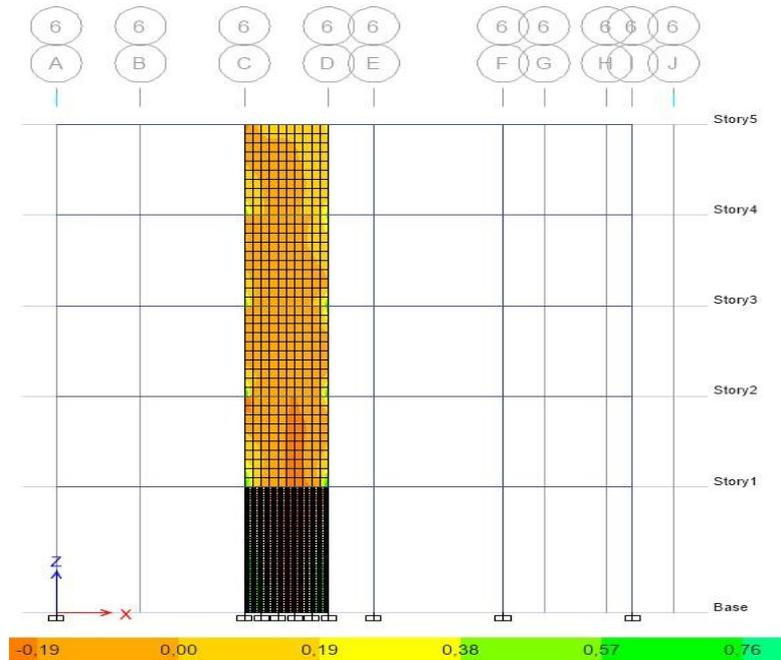


Figure24 : représente le voile de File 6 entre C et D

N(KN) Pour le 1 <sup>er</sup> et 4 <sup>ème</sup> Bonde 0,8G+E x	A <sub>s1</sub> cm <sup>2</sup>	σ <sub>b</sub> (MPA) G+Q+E x	N(KN) Pour le 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> Bonde 0,8G+E x	A <sub>s2</sub> cm <sup>2</sup>	σ <sub>b</sub> (MPA) G+Q+E x	σ <sub>b</sub> ≤ σ <sub>b</sub> <sup>-</sup>	Nombre des barres Par des HA12		Nombre des barres pour les 2 nappes d'après A <sub>smin</sub>		A <sub>s</sub> répartition = $\frac{A_s}{4}$ cm <sup>2</sup> Par des HA8 Pour les 2 nappes
							A <sub>s1</sub>	A <sub>s2</sub>			
226,99	5,67	0,21	244,15	6,10	0,76	Vérifie	6	6	12	12	8
150,24	3,76	1,52	50,91	1,27	0,84		4	2	8		
130,82	3,27	1,22	119,3	2,98	1,15		3	3			
31,86	0,79	0,41	69,86	1,75	0,68		1	2			
19,70	0,49	0,12	24,77	0,62	0,26		1	1			

Tableau 40 : représente les détails de voile de File 10 entre C et D

c) Calcul de ferrailage pour la section minimum des voiles selon le RPA99 :

D'après l'article 7.7.3.3 Ferrailage minimal des Armatures longitudinales :

$$(A_1, A'_1) \geq 0,0015 b.h \quad (0,15\%)$$

- Pour le RDC :

$$h=4,25\text{m et } b=20\text{cm}$$

$$A_{s\min} = 0,0015 * 425 * 20 = 12,75 \text{ cm}^2 \implies \text{nombre des barres } 12\text{HA}12$$

**Armature de répartitions :**

$$A_s \text{ de répartition} = \frac{A_s}{4}$$

$$\frac{A_{s\min}}{4} = \frac{12,75}{4} = 3,19\text{cm}^2 \implies 8\text{HA}8$$

$$\frac{A_s}{4} = \frac{15,27}{4} = 3,8\text{cm}^2 \implies 8\text{HA}8$$

- Pour les autres étages :

$$h= 3,06\text{m et } b=20\text{cm}$$

$$A_{s\min} = 0,0015 * 306 * 15 = 6,88 \text{ cm}^2 \implies \text{nombre des barres } 8\text{HA}12$$

**Armature de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} = \frac{6,88}{4} = 1,72\text{cm}^2 \implies 8\text{HA}8$$

- **Schéma de ferrailage :**

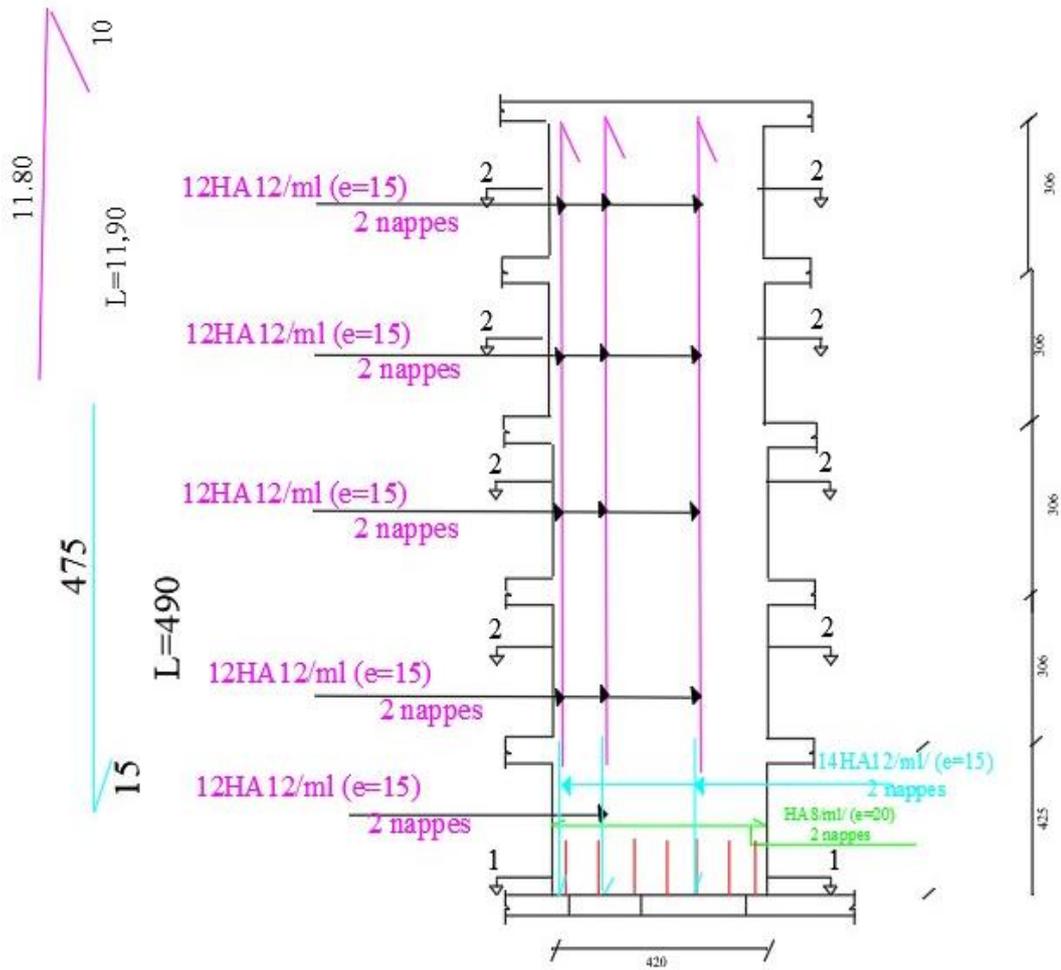
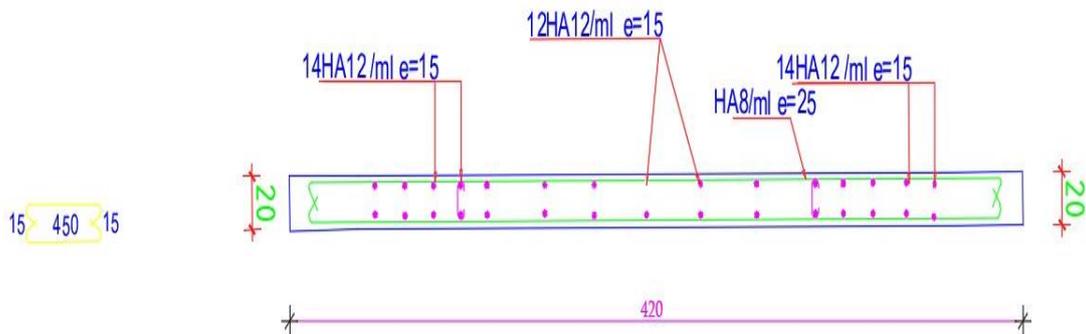


Figure 25 : schéma de ferrailage de voile sens y-y (RDC)



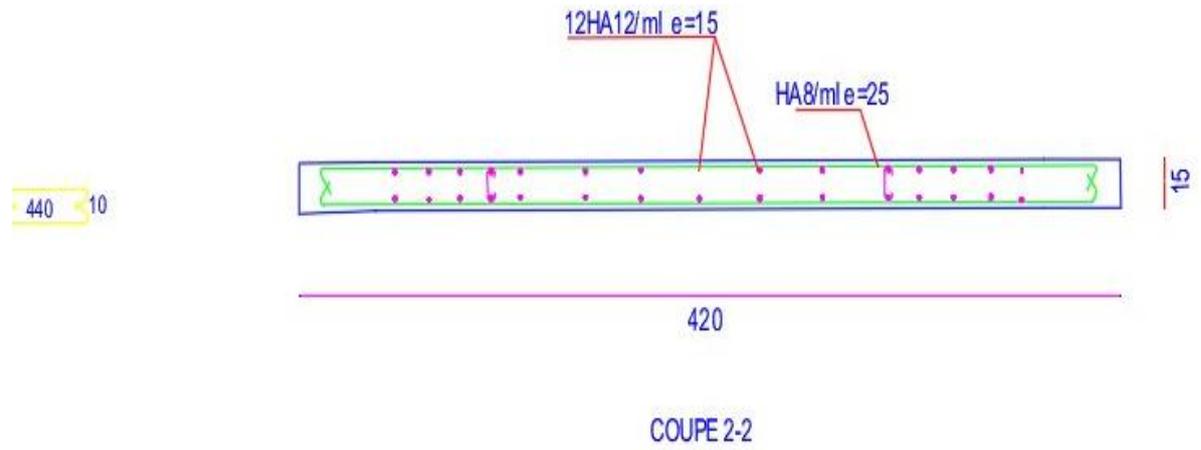


Figure26 : Coupe de ferrailage d'un voile sens y-y (RDC)

**V -3-2/ Ferrailages des poteaux :**

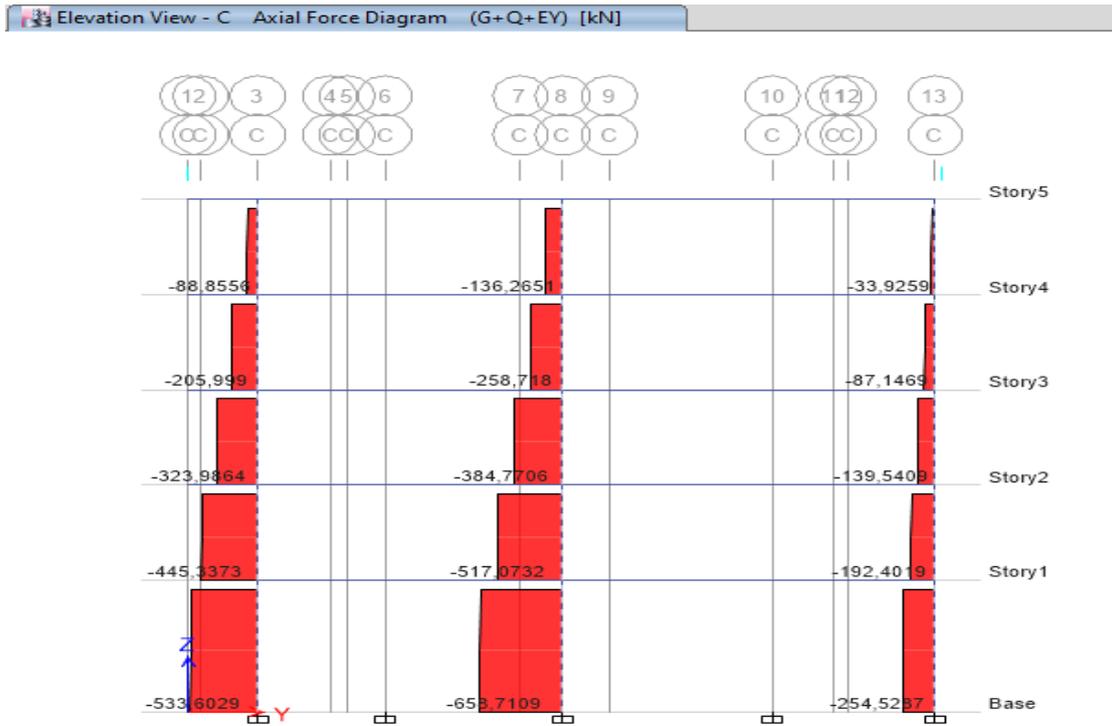


Figure 27 : Diagramme des efforts normaux

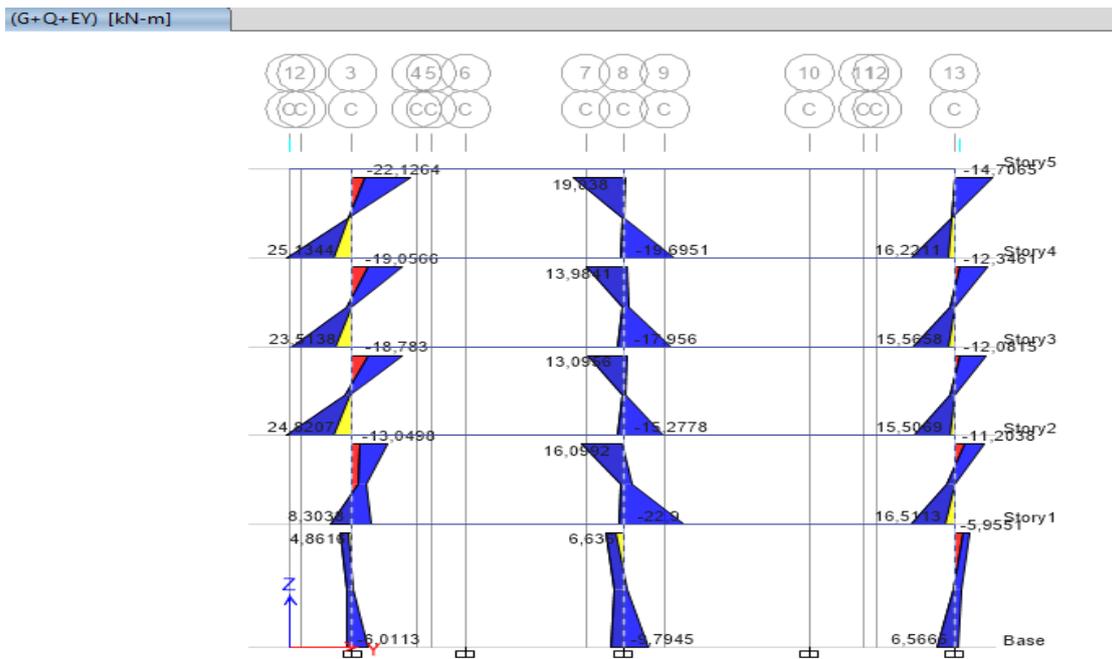


Figure 28 : Diagramme des moments

- Remarque :

Les valeurs des moments sont négligeables par rapport aux efforts normaux donc les poteaux sollicités à la flexion déviée composée mais la section elle est totalement comprimée.

- Calcul de la limite de noyaux centrale :

$$e_{\text{limite de noyau centrale}} = \frac{h}{6} = \frac{0,3}{6} = 0,05\text{m}$$

D'après le RPA99 le calcul de ferrailage de poteau :

$$e_{\text{limite de noyau centrale}} > e$$

- Pour une section totalement comprimé :

$$A_S = 0,8\% * b * h$$

Max {4% zone courante

6% zone de recouvrement

- Pour le Poteau de (30\*30) :

$$A_S = 0.8\% * b * h$$

$$A_S = 0.008 * 30 * 30$$

$$A_S = 7,2\text{cm}^2 \rightarrow 2\text{HA } 14 + 4\text{HA } 12$$

$$A_{S \text{ transversales}} = 1.01\text{cm}^2 \quad \text{--- --> } 2\text{HA } 8$$

Vérification de Contrainte : ELA

$$N \text{ (kN)} = 384,77$$

$$\sigma_b = \frac{N}{b * h} = \frac{384,77}{30 * 30} = 0,43\text{KN/cm}^2 = 4,3\text{MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,15} = 18,48\text{MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_b \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Calcul de la limite de noyaux centrale :

$$e_{\text{limite de noyau centrale}} = \frac{h}{6} = \frac{0,35}{6} = 0,06\text{m}$$

$$e_{\text{limite de noyau centrale}} > e_1$$

$$A_{s\text{min}} = 0,8\% \cdot b \cdot h$$

- Poteau 35\*35 :

$$A_{s\text{min}} = 0.8\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{s\text{min}} = 0.008 \cdot 35 \cdot 35$$

$$A_s = 9,8\text{cm}^2 \quad \Rightarrow 6\text{HA}12 + 2\text{HA}14$$

$$A_{s \text{ transversales}} = 1.01\text{cm}^2 \quad \text{---} > 2\text{HA}8$$

Vérification de Contrainte : ELA

$$N \text{ (kN)} = 658,70$$

$$\sigma_b = \frac{N}{b \cdot h} = \frac{658,70}{35 \cdot 35} = 0,54\text{KN/cm}^2 = 5,4\text{MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 18,48\text{MPA}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_b \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les Niveaux	Section des poteaux		$e_{lim}$ (m)	$e$ (m)	$A_S$ $cm^2$	$A_{Sado}$ $cm^2$	Nmb des Barres	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ $\overline{\sigma_{bc}} = 15$	$A_{S Trans}$ $cm^2$
1	Poteau extrémité	30*30	0,06	0,15	7,2	7,6	2HA14+ 4HA12	3,9	2HA8 =1.01
	Poteau centraux	35*35			9,8	9,86	6HA12+ 2HA14	4,9	3HA8 =1.51
2	Poteau Extrémité	30*30	0,05	0,04	7,2	7,6	2HA14+ 4HA12	3,9	2HA8 =1.01
	Poteau centraux	35*35			9,8	9,86	6HA12+ 2HA14	4,9	3HA8 =1.51
3	30*30			0,04			2HA14+		2HA8
4	30*30			0,07	7,2	7,6	4HA12	3,9	=1.01
5	30*30			0,01					

Tableau 41 : représente les détails pour les poteaux

- Vérification des contraintes tangentielles pour les poteaux :

Niveau 1 :

$$d = 0.9h = 0.9 \cdot 35 = 31,5 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{2550}{110250} = 0.02 \text{ MPA}$$

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &\leq \min \left[ \frac{0.15 f_c}{\theta_b} ; 4 \text{ MPA} \right] \\ &= \min \left[ \frac{0.15 \cdot 25}{1,15} ; 4 \text{ MPA} \right] \\ &= \min [3.3 ; 4 \text{ MPA}] \\ &= 3.3 \text{ MPA} \end{aligned}$$

$$\tau_u = 0.02 \leq \bar{\tau}_u = 3,3 \quad \text{----->condition vérifiée}$$

Niveau 2 :

$$d = 0.9h = 0.9 \cdot 30 = 27 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{9280}{110250} = 0.08 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_u = 0.08 \leq \bar{\tau}_u = 0,33 \quad \text{----->condition vérifiée}$$

Pour les autres niveaux :

$$d = 0.9h = 0.9 \cdot 30 = 27 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{9030}{81000} = 0.16 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.16 \leq \bar{\tau}_u = 0,33 \quad \text{----->condition vérifiée}$$

- Vérification de flambement pour les poteaux :

Pour le poteau le plus sollicité :

Niveau	Poteaux	$L_0$ (m)	$L_f$ (m)	$I$ (m <sup>4</sup> )	B (m <sup>2</sup> )	$i$	$\lambda < 35$
RDC	35*35	4.25	2.98	$1.25 * 10^{-3}$	0.12	0.10	29.8
1	35*35	3.06	2.14	$6.75 * 10^{-4}$	0.09	0.08	26.75
2	30*30						
3							
4							

Tableau 42 : représente la Vérification de flambement

$$I_{\text{Poteau}} \leq I_{\text{Poutre}} \rightarrow L_f = 0.7L_0$$

$$L_f(m) = 0.7L_0 = 0.7 * 2.98 = 2.09m \quad \text{puisque } I_{\text{Poteau}} \leq I_{\text{Poutre}} \rightarrow L_f = 0.7L_0$$

$$I (m^4) = \frac{b \cdot h^3}{12} = 1.25 * 10^{-3}$$

$$B (m^2) = b \cdot h = 35 * 35 = 0.12$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1.25 * 10^{-3}}{0.12}} = 0.10$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2.98}{0.10}$$

$$\lambda = 29.8 < 35 \quad \rightarrow \text{condition vérifier}$$

- Vérification du flambement a ELU :

$$N_u(N) = 2721569,7$$

$$B_r = (a-2) * (b-2)$$

$$B_r = (35-2) * (35-2) = 1089 * 10^2 \text{ mm}^2$$

$$A = 9,8 \text{ cm}^2 = 980 \text{ mm}^2$$

$$Y_b = 1,5 \quad Y_s = 1,15 \quad \lambda = 29,8$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Si } 0 < \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 * \left(\frac{29,8}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = 0,74$$

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0,9Y_b} + \frac{A f_e}{Y_s} \right]$$

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{1089 * 10^2 * 25}{0,9 * 1,5} + \frac{980 * 400}{1,15} \right]$$

$$N_u \leq 0,74 \left[ \frac{1089 * 10^2 * 25}{0,9 * 1,5} + \frac{980 * 400}{1,15} \right]$$

$$2721569,7 \text{ (N)} \leq 2744576,82 \text{ (N)} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Calcul d'espacements Pour les poteaux :

Les poteaux de RDC :

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max \left( \frac{385}{6} ; 35 ; 35 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = 65 \text{ cm}$$

Telle que :  $h_e = 425 - 40$

$$h_e = 385 \text{ cm}$$

$$t \leq \min(10\Phi_1 ; 15 \text{ cm})$$

$$t \leq \min(10 * 1,2 ; 15 \text{ cm})$$

$$t \leq 12 \text{ cm} \quad \text{-----} \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

$$*** t' \leq 15\Phi_1$$

$$t' = 15 * 1,2 \quad \rightarrow \quad t' = 15 \text{ cm}$$

Les poteaux pour les autres étages :

Telle que :  $h_e = 306 - 40 \quad \text{-----} \rightarrow \quad h_e = 266 \text{ cm}$

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max \left( \frac{266}{6} ; 35 ; 35 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

Le calcul de l'espacement :

$$**t \leq \min(10\Phi_1 ; 15\text{cm})$$

$$t \leq \min(10 \cdot 1.2 ; 15\text{cm})$$

$$t \leq 12\text{cm} \text{ -----} > t=10\text{cm}$$

$$** t' \leq 15\Phi_1$$

$$t' \leq 15 \cdot 1.2 = 18\text{cm}$$

$$t' = 15\text{cm}$$

- **Recouvrement :**

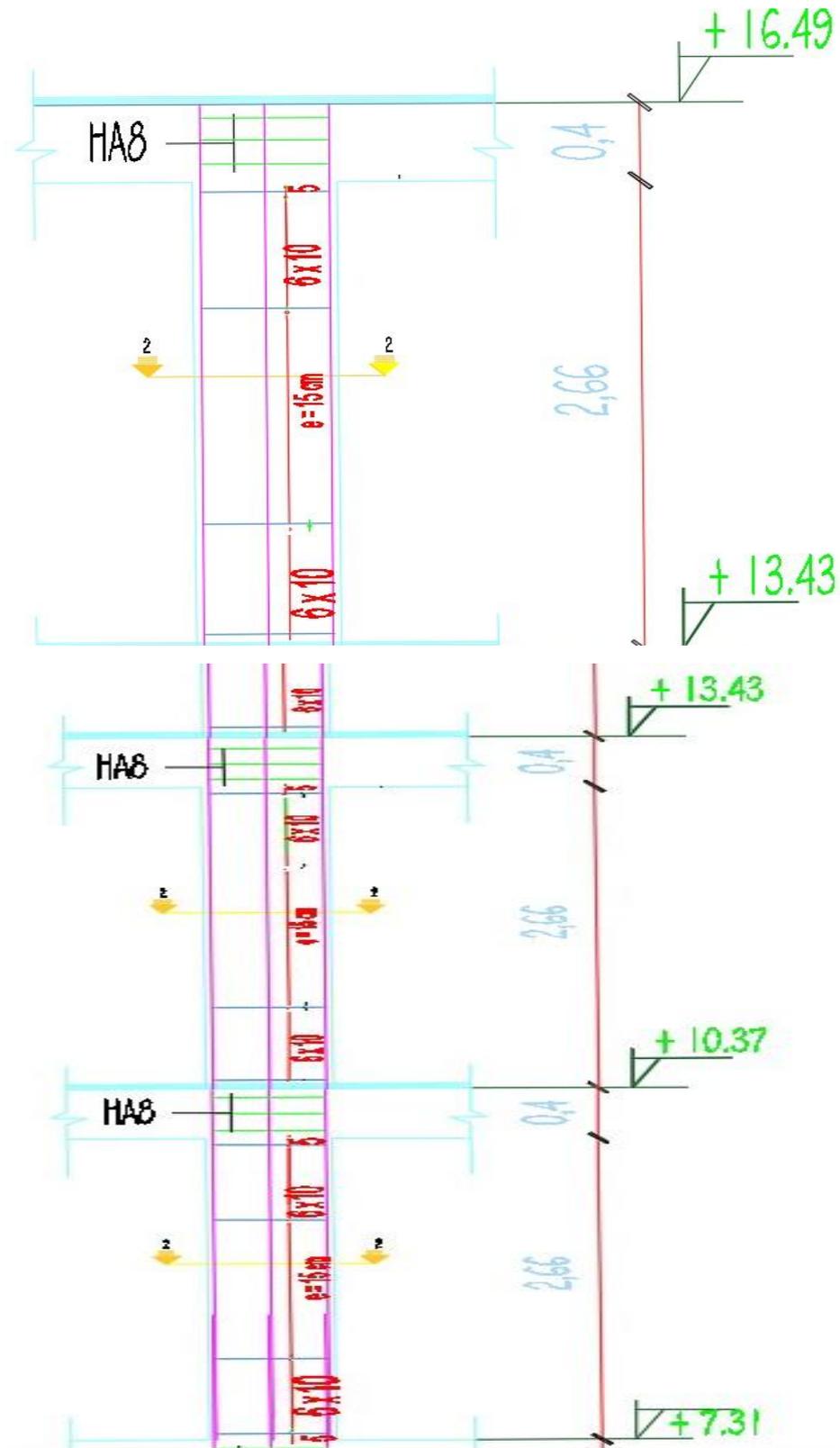
Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone II-a est de :  $40 \varnothing$

$$\text{Donc } L = 40 \cdot 1.2 = 48 \text{ cm}$$

	Pour les poteaux
Pour RDC	$h' = 65\text{cm} \quad t=10\text{cm} \quad t'=15\text{cm}$
Pour les autres étages	$h' = 60\text{cm} \quad t=10\text{cm} \quad t'=15\text{cm}$

Tableau 43 : représente l'espacement des poteaux

- Schéma de ferrailage :



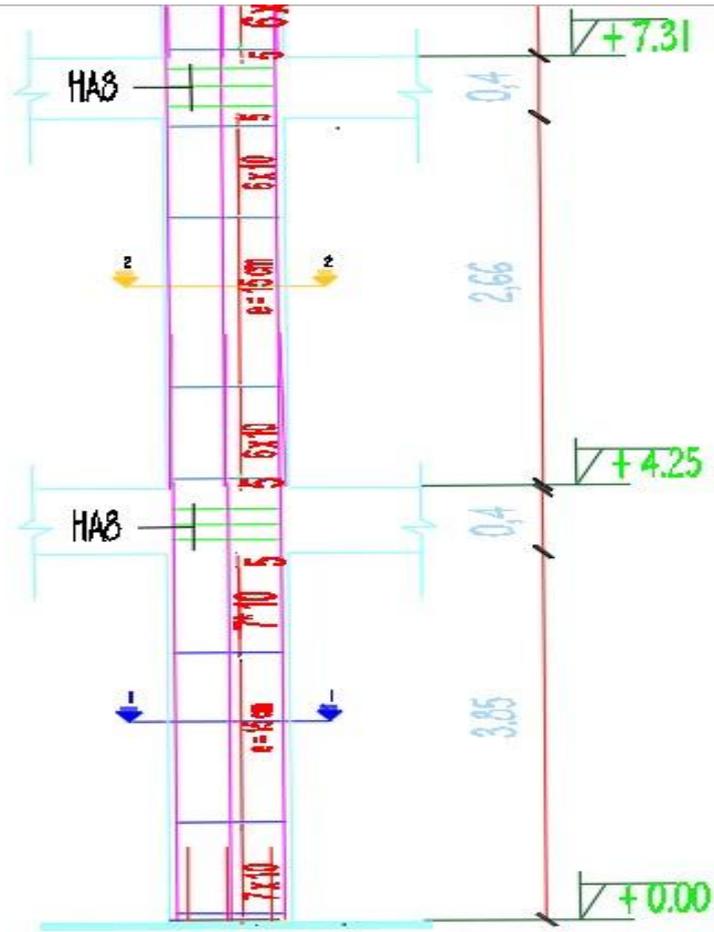


Figure 29 : schéma de ferrailage de poteau

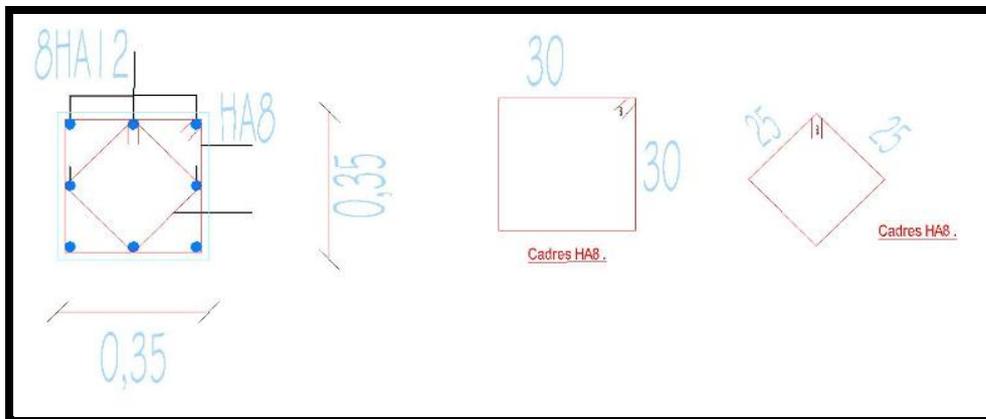


Figure 30 : ferrailage coupe de poteau (35× 35)

**V -3-3/ Ferrailages des Poutres :**

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

**a) Les Poutres principales :**

De section (b × h) = (30 × 40)

**A ELU :**

(ELU) [kN-m]

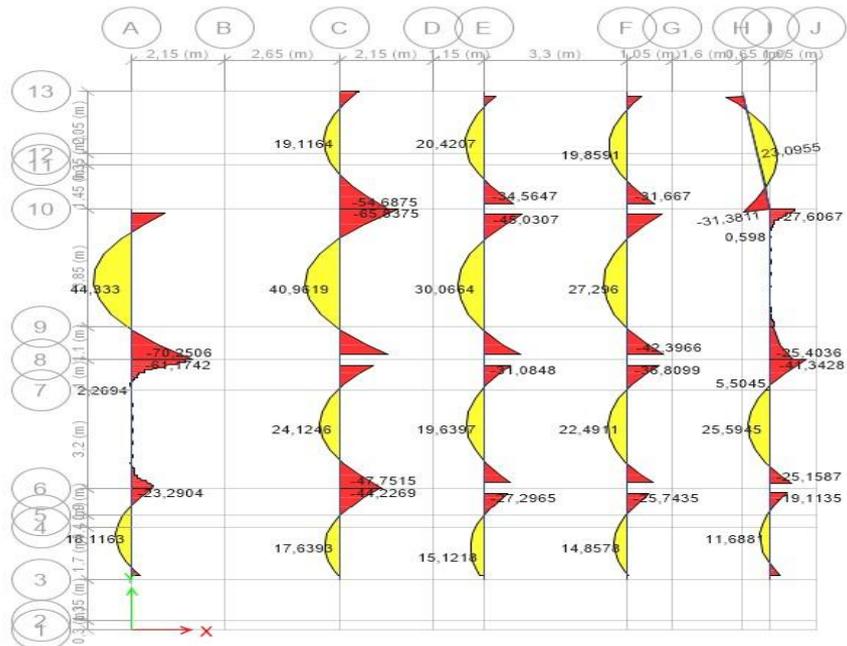


Figure31 : Diagramme des moments des poutres a ELU

A ELS :

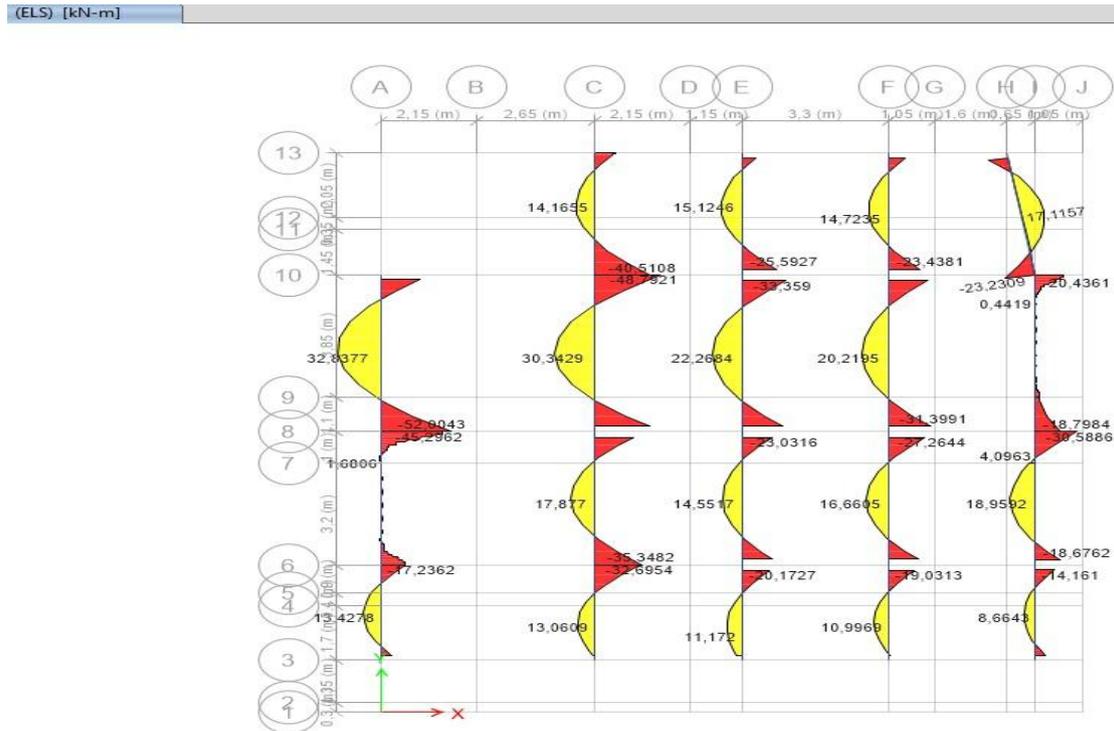


Figure32 : Diagramme des moments des poutres à ELS

- Comparaison entre les deux états ELS et ELU :

$$M_{ELS} = 32,81 \text{ KN.m} \quad \rightarrow A_s = 4,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$M_{ELU} = 44,33 \text{ KN.m} \quad \rightarrow A_s = 3,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Remarque :

D'après le calcul des sections d'armatures les résultats à ELS est plus défavorable que ELU.

Pour les travées :

Les noms des files	$A_S$ cm <sup>2</sup>	Nombre des barres	$A_{S\text{ Trans}}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ avec $\overline{\sigma_s}=201,6$	$\overline{\sigma_b} \leq \sigma_b$ $\overline{\sigma_b}=15$	$f_{adm} < \Delta f_t$ en (mm)
file A entre (10et 8)	5.5	6HA12	2HA8	201,6	6,8	9,0 < 9,8
C entre (8et 10)						
file A entre (8et 6)	5,25			3,5	0,3	0,2 < 8,4
file A entre (6et 3)	2.2			201,6	3,9	1,1 < 6
file C entre (10et 13) file C entre (3 et 6)						
file C entre (6et8)						

Tableau 44 : ferrailage de travée des poutres principale

Pour les appuis :

Les noms des appuis		$A_{S\text{calculé}}$ cm <sup>2</sup>	Nombre des barres	$A_{S\text{Trans}}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ avec $\overline{\sigma}_s = 201,6$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ $\overline{\sigma}_b = 15$
file A	10	4,9	5HA12	2HA8	201,6	6,3
	8	9,0	3HA16+3HA12			9,2
	6	3,7	5HA12			4,7
	3	1,4	5HA12		15,1	1,2
file c	13	2,2	5HA12		201,6	4
	10	8,1	3HA16+3HA12			7,8
	8	5,5	5HA12			6,2
	6	6,5	6HA12			6,9
	3	2,8	5HA12			4,2

Tableau 45 : ferrailage des appuis des poutres principales

La section minimale d'après le RPA99 :

$$A_{s\text{min}} = 0,5\% \text{ en toute section}$$

$$A_{s\text{min}} = 0,005 * 30 * 35 = 5,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\text{HA}12$$

- Vérification des efforts tranchants Pour les poutres principales :

(ELU) [kN]

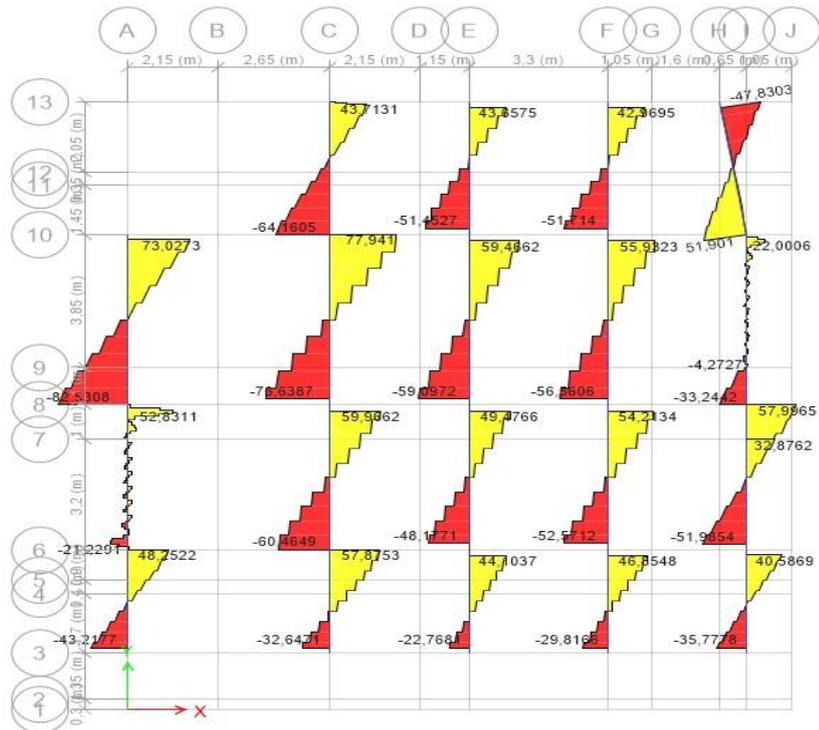


Figure33 : efforts tranchants Pour les poutres principales

Pour les cadres :

Les contraintes limites données par les règles BAEL91 :

Pour une fissuration préjudiciables :  $\overline{\sigma}_u \leq \min \left[ \frac{0.15f_c}{\gamma} ; 4\text{MPa} \right]$

$f_c=25\text{MPa}$  et  $f_e=235\text{MPa}$   $b=30\text{cm}$

$d=0.9h = 0.9*40=36\text{cm}$

$\overline{\sigma}_u = \frac{82,53}{1080} = 0.08\text{KN/cm}^2$

$\overline{\sigma}_u \leq \min \left[ \frac{0.15f_c}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right]$

$\overline{\sigma}_u \leq \min \left[ \frac{0.15*25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right]$

$\overline{\sigma}_u \leq \min [2.5 ; 4\text{MPa}] = 2.5\text{MPa} = 0,25 \text{ KN/cm}^2$

$\overline{\sigma}_u = 0.08 \leq \overline{\sigma}_u = 0,25$  ----->condition vérifiée

\*Calcul d'espacements Pour les poutres

$$l' = 2 * h_{\text{poutre}}$$

$$l' = 2 * 40$$

$$l' = 80\text{cm}$$

$$***S < \min \left( \frac{h}{4} ; 12\Phi_1 ; 30\text{cm} \right)$$

$$S < \min \left( \frac{40}{4} ; 12 * 12 ; 30\text{cm} \right)$$

$$S < \min (10 ; 14.4 ; 30\text{cm})$$

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

$$**S' < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

$$S' = 20\text{cm}$$

• **Recouvrement :**

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone II-a est de : 40 Ø

Donc  $L = 40 * 1.2 = 48 \text{ cm}$

	Pour les poutres
Pour tous niveaux	$l' = 80\text{cm}$ $S = 10\text{cm}$ $S' = 20\text{cm}$

Tableau 46 : l'espacement des poutres principales

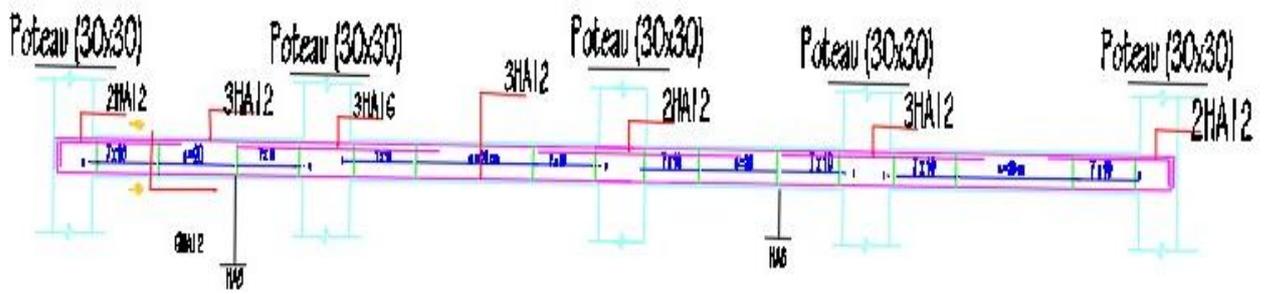


Figure 34 : schéma de ferrailage d'une file des poutres principale

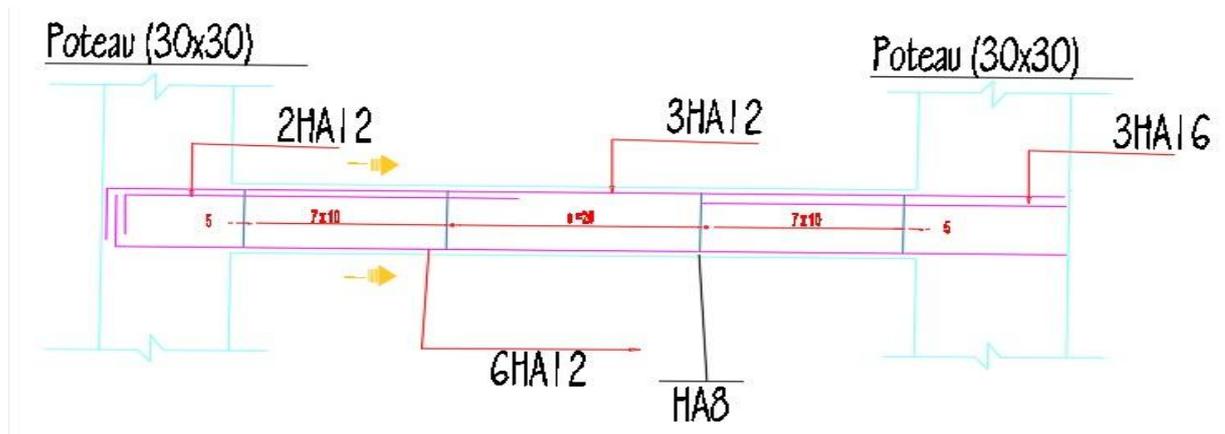


Figure 35 : schéma de ferrailage d'une poutre principale

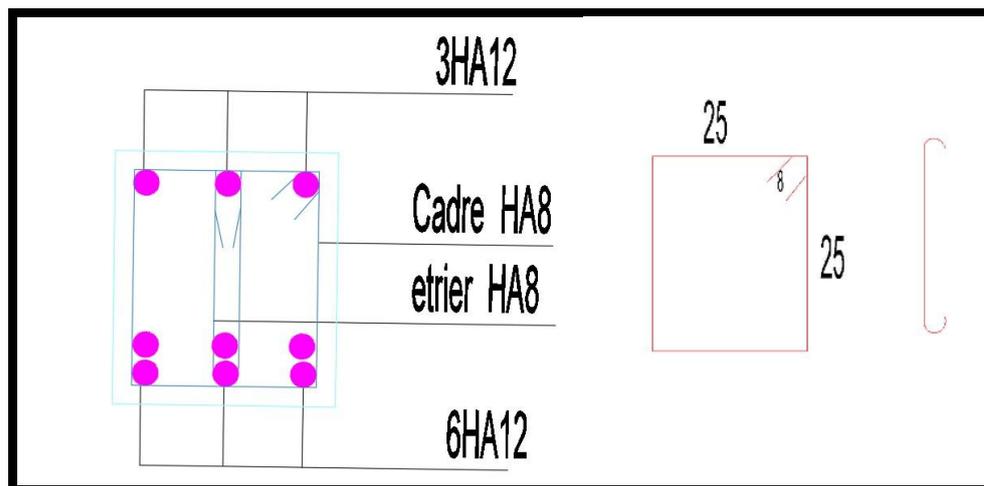


Figure 36 : ferrailage coupe en travée.

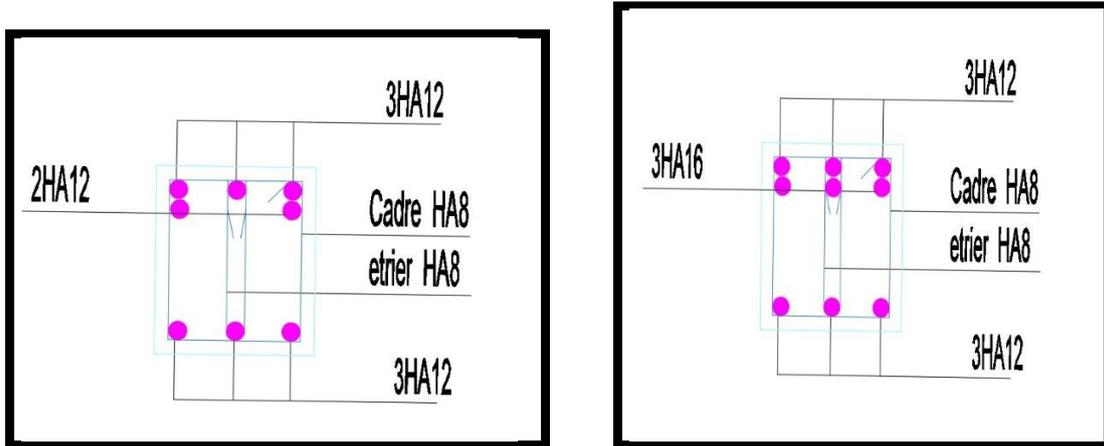


Figure37 : ferrailage coupe en appuis.

**b) Les poutres secondaires :**

De section (b × h) = (30 × 30)

A ELU :

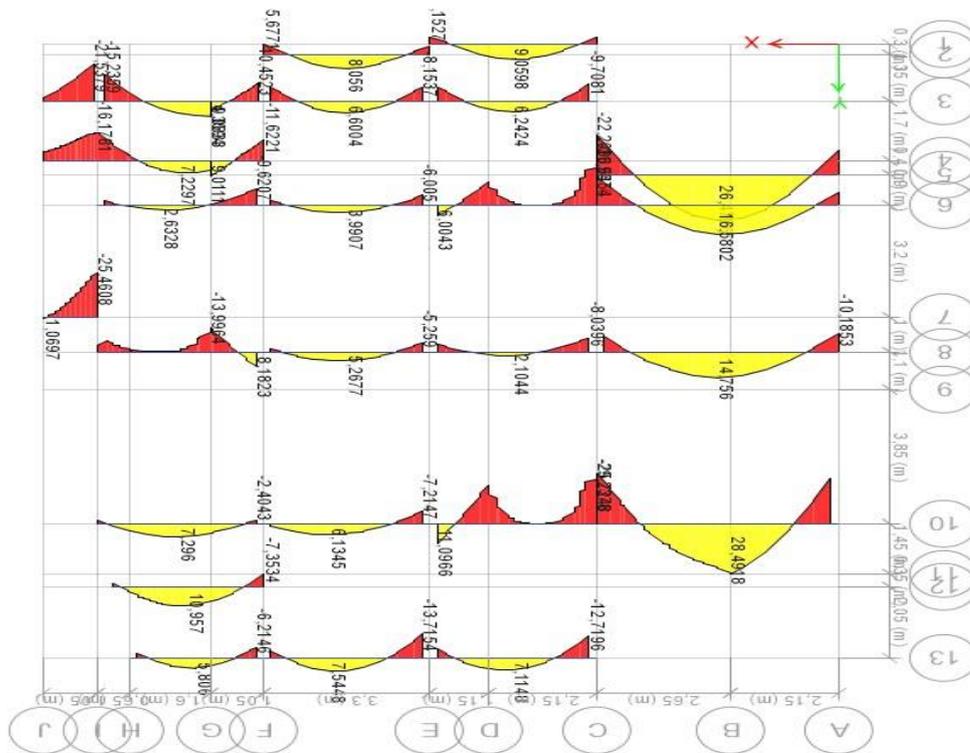
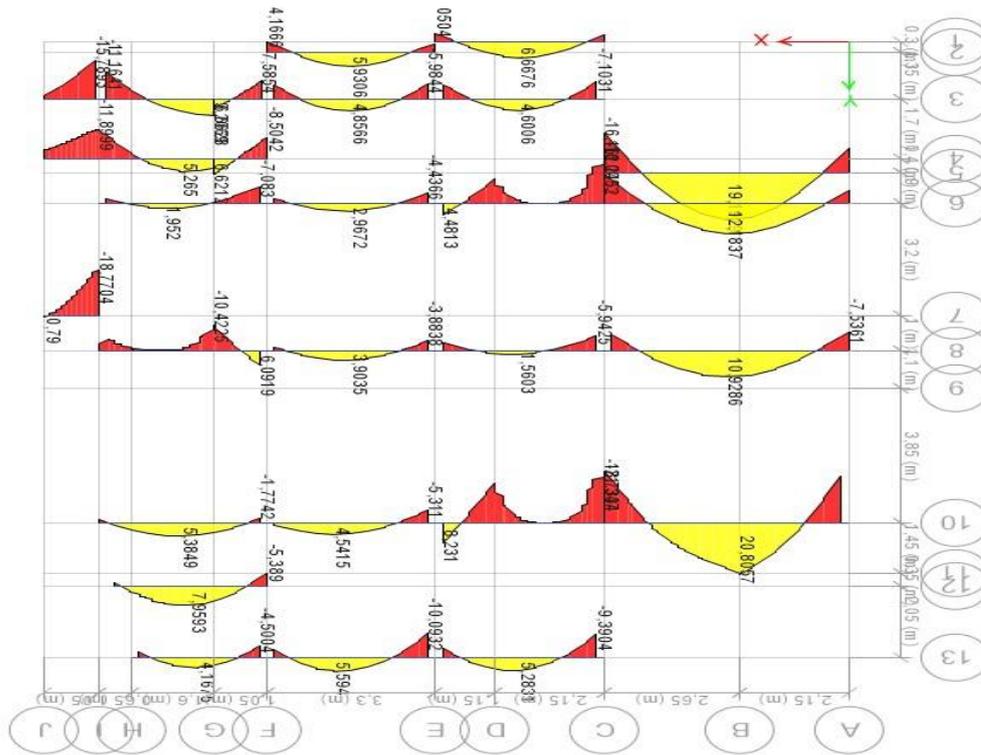


Figure 38 : les moments à ELU Pour les poutres secondaires

A ELS :



[ELS] [KN.m]

Figure 39 : les moments à ELS Pour les poutres secondaires

- Comparaison entre les deux états ELS et ELU:

$$M_{ELS} = 26,21 \text{ KN.m} \quad \rightarrow A_s = 2,9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$M_{ELU} = 18,11 \text{ KN.m} \quad \rightarrow A_s = 3,6 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Remarque :

D'après le calcul des sections d'armatures les résultats à ELS est plus défavorable que ELU

En travée :

$M_t$ (KN.m) (ELS)	$M_G$ (KN.m)	AS calcu lé	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)	Vérification de flèche $l_0/500$ (mm)
20,85	18.11	4,2	3HA12 =3,39	4,3=4HA 12	2HA8	F=9.1mm<9.9mm Vérifier

Tableau41 : ferrailage de travée Des poutres secondaires

Sur appuis :

$M_a$ (KNm)	AS calculé	Nombre des barres	$A_{adopté}$	$A_{min}(cm^2)$	$S_t(cm)$
19.19	3.2	3HA12	=3,39	4,3=4HA12	2HA8

Tableau 48 : ferrailage des appuis des poutres secondaires

$$A_{min} = 0.5\% \times \text{section de la poutre} = 0.005 \times (25 \times 35)$$

$$A_{min} = 4,37cm^2 > A_{S_{calculé}}$$

Donc en va ferrailer tous les poutres secondaires par la section minimal (4HA12=4.37cm<sup>2</sup>) dans tout section

**Espacement :**

$$e=AS/4$$

Vérification de la flèche :

Pour une poutre secondaire de longueur L=4.8m La flèche ne doit pas dépasser la limite admissible  $f_{adm} = l_0/500$

• **Vérification de contrainte :**

$$- \quad \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{cj}$$

$$\bar{\sigma}_b = 15MPa$$

$$- \quad \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_t} \right\} MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 (MPa)$$

	$M_{max}$	$\sigma_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$	Vérification $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 201.6$
Travée	20,85	4,3	15	201.6	OK
Appuis	19.19	4,9	15	201.6	Ok

Tableau 49 : vérification de contrainte de béton pour les poutres secondaires

- Vérification des efforts tranchants pour les poutres secondaires :

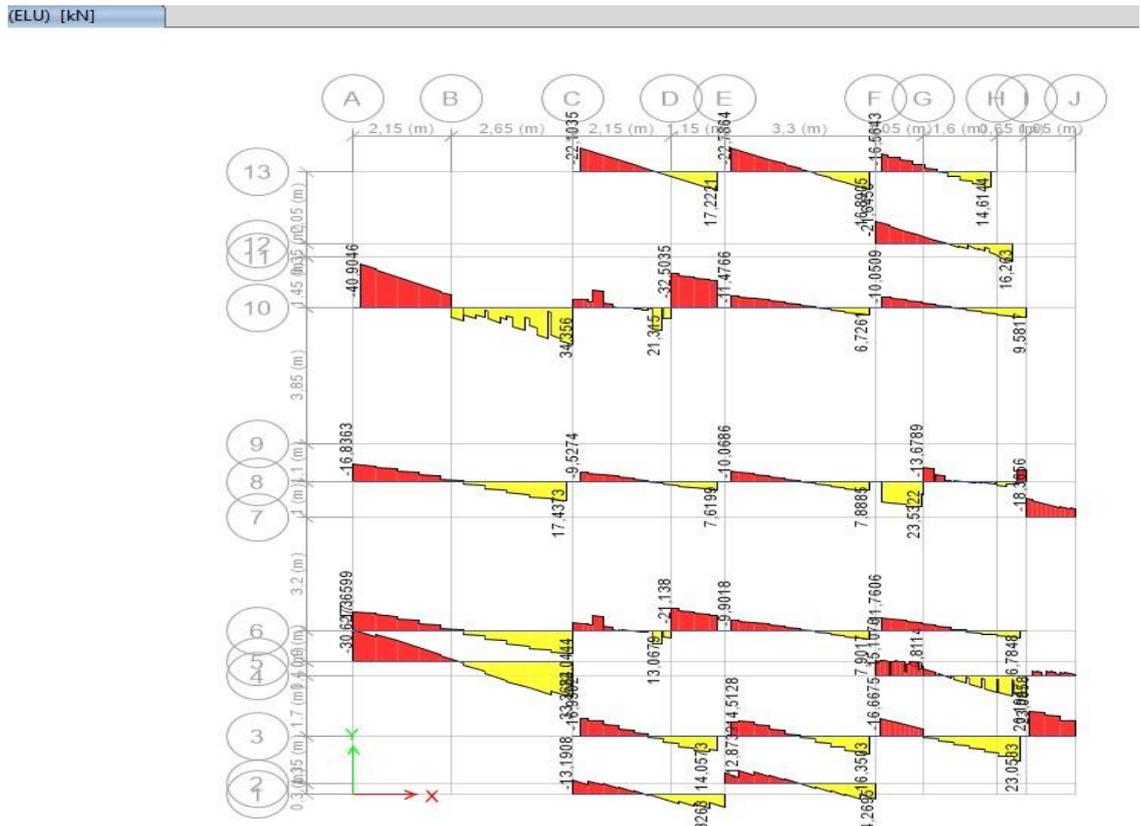


Figure 42 : les moments à ELS Pour les poutres secondaires

$f_c=25\text{MPa}$  et  $f_e=235\text{MPa}$

$d=0.9h = 0.9*30=27\text{cm}$

$b= 30\text{cm}$

$\sigma_u = \frac{40,90}{810} = 0.05\text{KN/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_u \leq \min \left[ \frac{0.15f_c}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right]$$

$$\bar{\sigma}_u \leq \min \left[ \frac{0.15 \cdot 25}{1.5} ; 4\text{MPa} \right]$$

$$\bar{\sigma}_u \leq \min [2.5 ; 4\text{MPa}] = 2.5\text{MPa} = 0.25 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_u = 0.05 \leq \bar{\sigma}_u = 0.25 \text{ -----} > \text{condition vérifiée}$$

\*Calcul d'espacements

$$l' = 2 * h_{\text{poutre}}$$

$$l' = 2 * 30$$

$$l' = 60\text{cm}$$

$$S < \min \left( \frac{h}{4} ; 12\Phi_1 ; 30\text{cm} \right)$$

$$S < \min (7.5; 14.4 ; 30\text{cm})$$

$$S = 5\text{cm}$$

$$**S' < \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

$$S' = 15\text{cm}$$

• **Recouvrement :**

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone II-a est de : 40 Ø

$$\text{Donc } L = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

	Pour les poutres
Pour tous niveaux	$l' = 60\text{cm}$ $S = 5\text{cm}$ $S' = 15\text{cm}$

Tableau 50 : L'espacement des poutres

• Schéma de ferrailage :

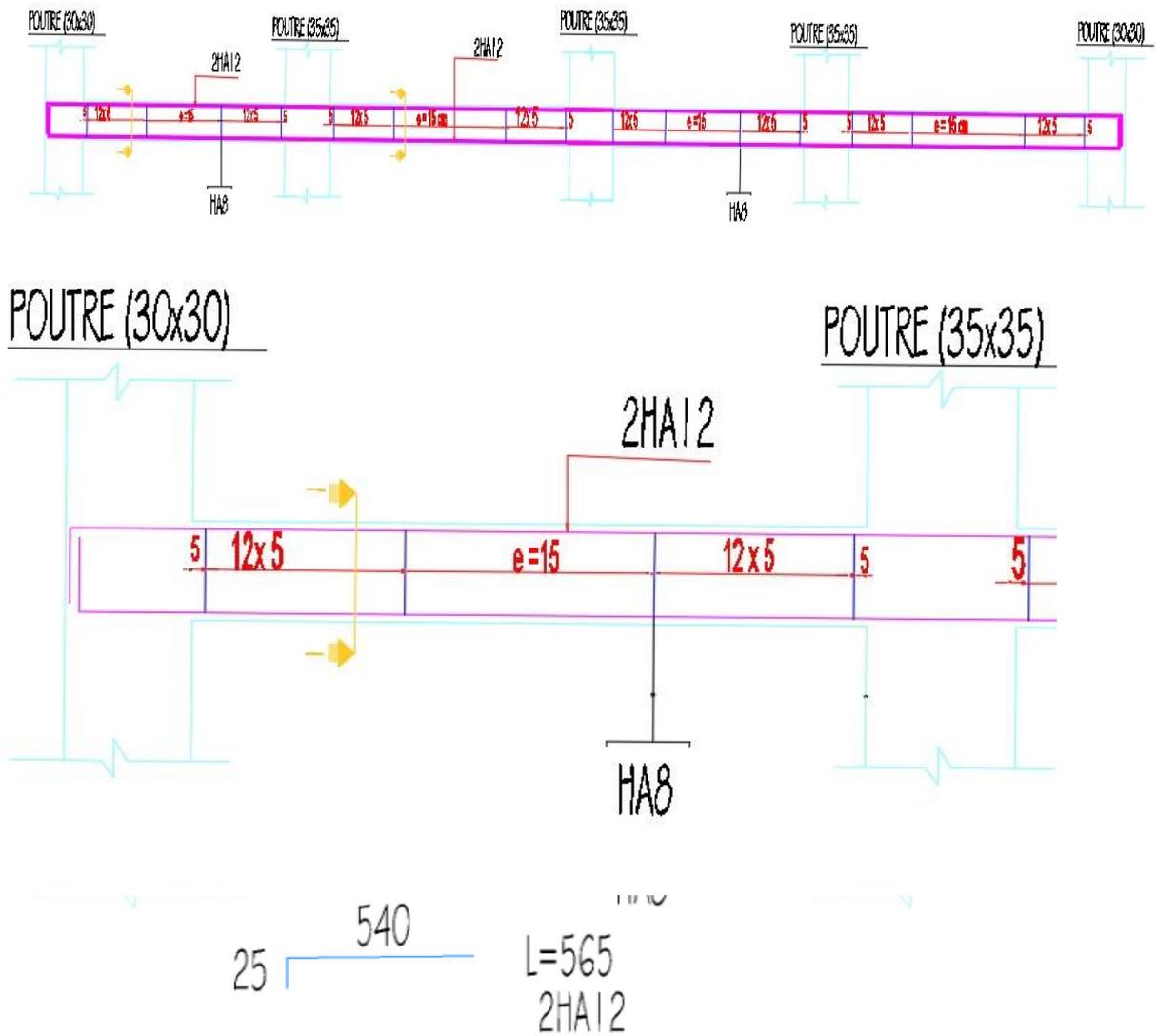


Figure43 : schéma de ferrailage de poutre secondaire

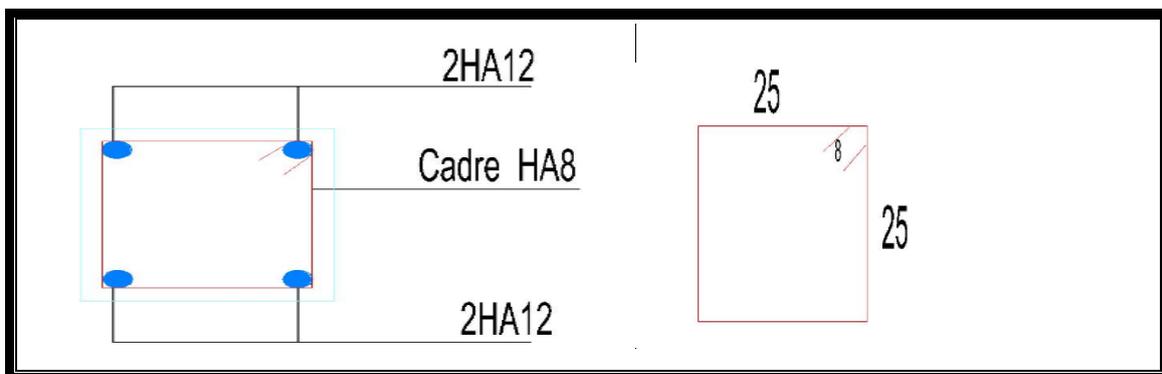


Figure 43 : ferrailage coupe en travée et en appuis.

**Conclusion :**

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés

**V -4/ Ferrailage des éléments non structuraux**

**V -4-1 Poutrelle :**

Pour le plancher à corps creux le calcul se fait pour les poutrelles et la dalle de compression.

- **Charge revenant aux poutrelles :**

Les poutrelles reçoivent de chaque côté la moitié du corps creux. Au total, elles reçoivent la charge du corps creux en entier.

⇒ Donc la poutrelle sera soumise à une charge uniforme linéaire de **0.65\*q** (q est la charge totale sur le plancher a corps creux).

**a)Ferrailage à L'ELS :**

En travée :

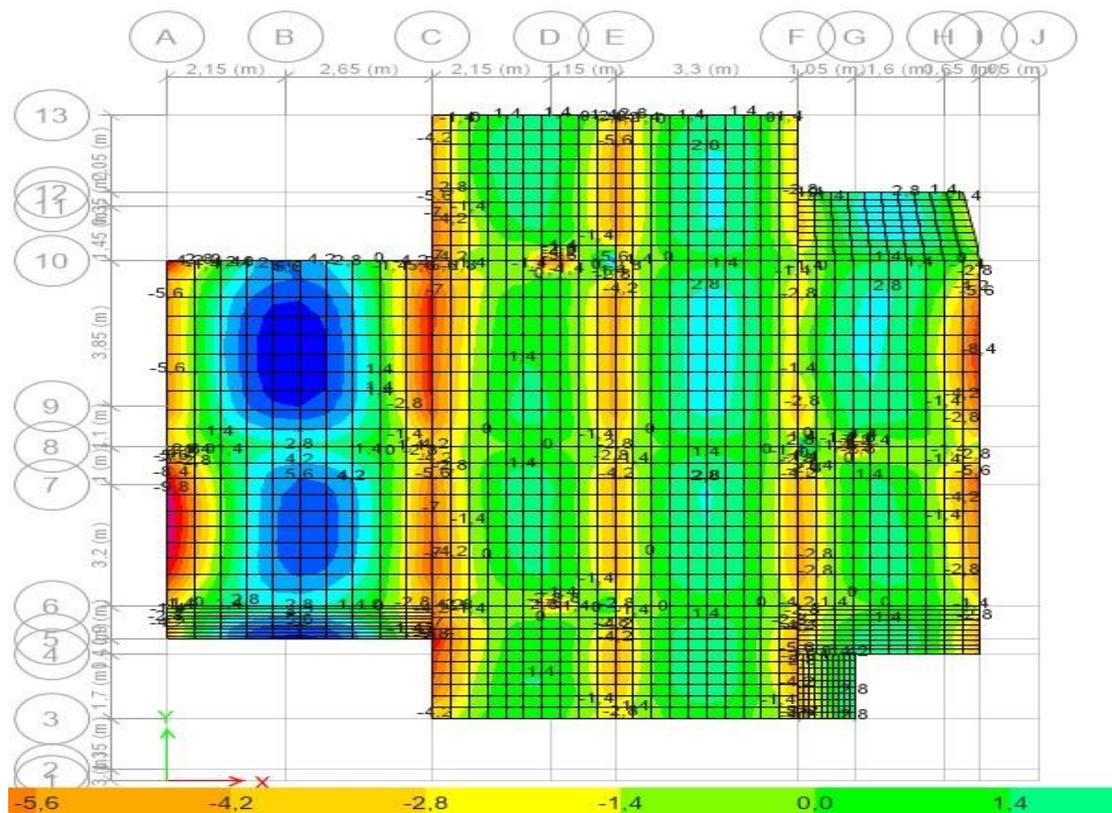


Figure 44 : les moments à ELS des poutrelles

Travée	A-C	C-E	E-F	F-I
Moment (KN.m)	8x0.65=5,2	3,7x0.65=2,45	3,7x0.65=2,45	3,7x0.65=2,45
AS	1,5	0,7	0,7	0,7
Ferrailage adopté	3HA10=2,36	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57
$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	2.9	1.9		
$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	201.6	201.6		

Tableau 51 : représente le ferrailage des travées des poutrelles

En appuis Pour tous les étages :

Appuis	A	C	E	F	I
Moment (KN.m)	5*0.65 =3,25	4,5*0.65 =2,95	3*0.65 =1,95	3*0.65 =1,95	3*0.65 =1,95
AS	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
Ferrailage adopté	1HA12 =1,13	1HA12 =1,13	1HA12 =1,13	1HA12 =1,13	1HA12 =1,13
$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	6.8	6.4	4.9		
$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	201.6	201.6	201.6		

Tableau 52 : représente les ferrailages des appuis des poutrelles

Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_t}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 23 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.81\text{cm}$$

$$A_{\min} \leq A_S \dots \dots \text{OK}$$

• **Vérification des contraintes :**

Pour une fissuration préjudiciable on a :

•  $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{cj}$

$\bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$

•  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_t} \right\} \text{MPa}$

$\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ (MPa)}$

Les armatures transversales :

En va mette des barre HA6 avec un espacement 20 cm

Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression, sera armée par des treillis soudés continus, totalement ancrés dans les appuis de rive. On prend un treillis soudé 5/5- 150/150

• **Vérification des flèches :**

	$M_{ELS}$	$M_G$	fadm (mm)	f (mm)	Vérification
Poutrelle	5,2	4,55	9,6	9,3	OK

Tableau 53 : représente la vérification des flèches des poutrelles.

• **Schéma de ferraillage**

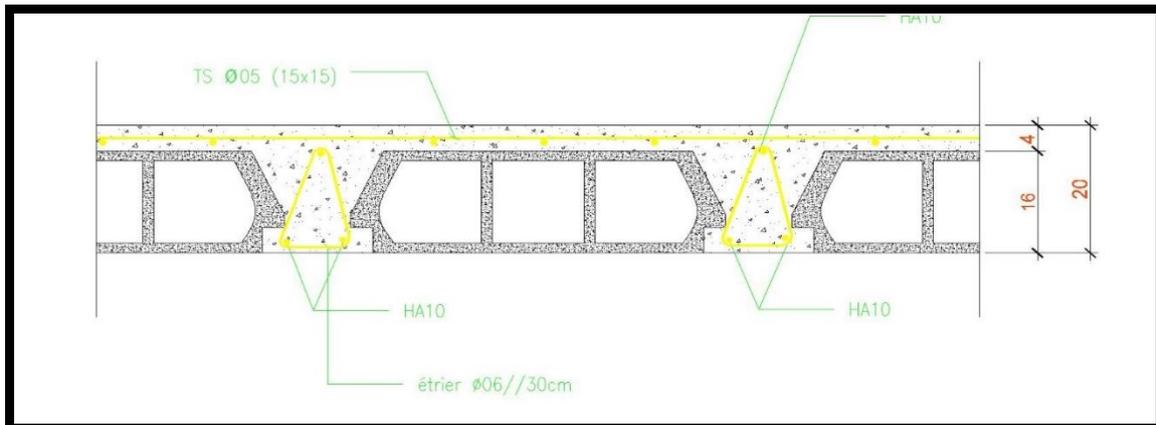




Figure45 : schéma de ferrailage plancher corps creux

**V -4-2/ Les dalles pleines :**

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, soumis à son poids propre et à une surcharge d'exploitation.

Le calcul se fait pour une bande de 1m à la flexion simple.

✦ **Ferrailage a ELS :**

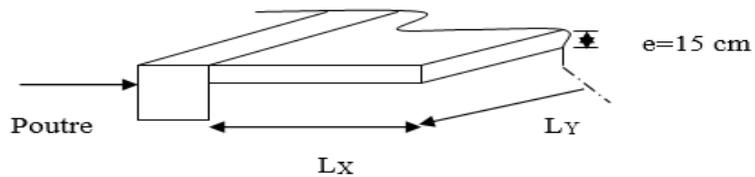


Figure46 : schéma dalle pleine (balcon).

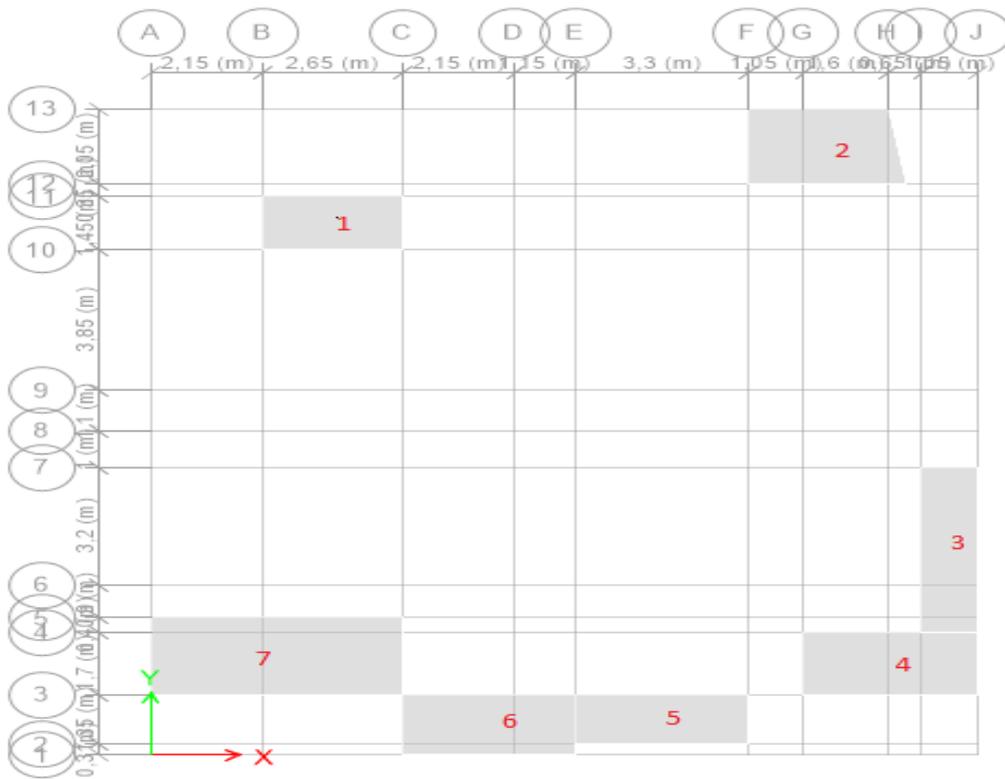


Figure 47 : représente la numérotation des dalles pleines

Pour le moment  $M_{1-1}$  : Etage 5

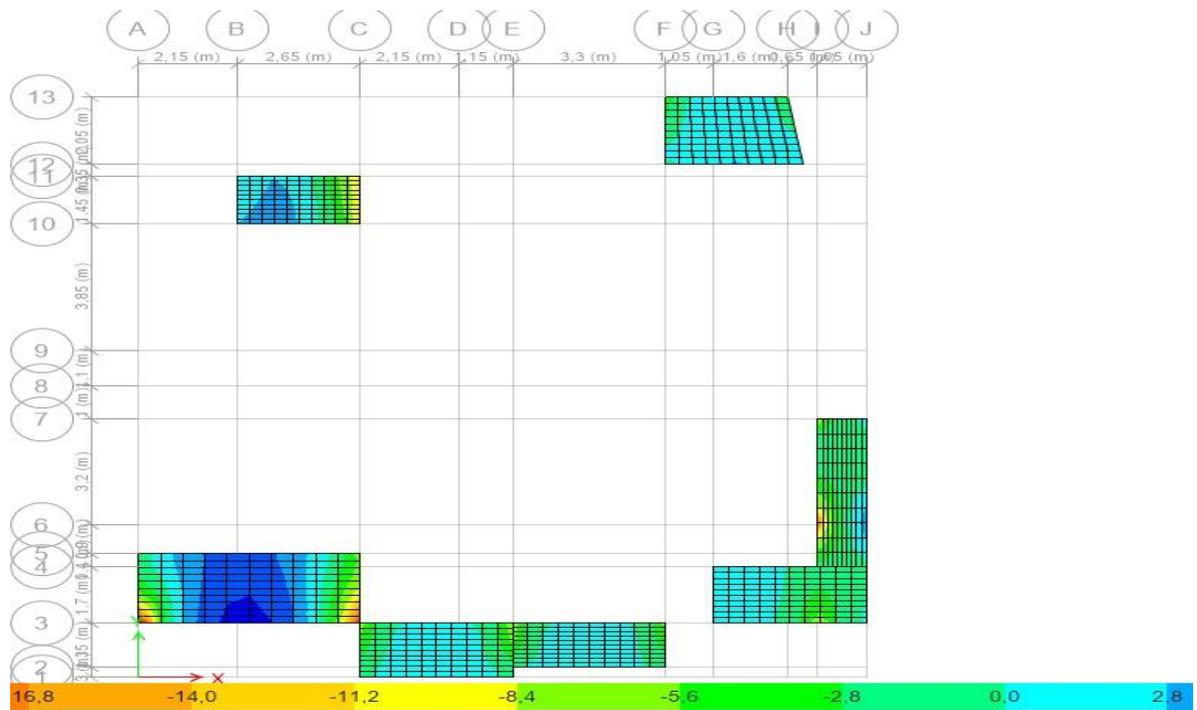


Figure 48 : représente le moment  $M_{1-1}$

Numéro	Position	$M_s(\text{KN.m})$	$A_s$ calculé ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_s$ adoptée ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$St=100/Ndr$	$St (\text{cm})=A_s/4$
1	Travée	3,97	1,7	3HA10=2.36	30	2HA8=1.01
	Appuis	7,48	3,2	5HA10=3.93	20	2HA8=1,01
2	Travée	3,97	1,7	3HA10=2.36	30	2HA8=1.01
	Appuis	4,7	2	3HA10=2.36	30	-2HA8=1,01
3	Travée	8,80	3.8	5HA10=3.93	25	3HA8=1.51
	Appuis	19.71	8.9	12HA10=9.42	10	3HA10=2,36
4	Travée	3,97	1.7	3HA10=2.36	30	2HA8=1.01
	Appuis	7,48	3,2	5HA10=3.93	25	2HA8=1,01
5	Travée	3,97	1.7	3HA10=2.36	30	2HA8=1.01
	Appuis	11,21	4.9	7HA10=5.5	15	3HA8=1.51
6	Travée	3,97	1,7	3HA10=2.36	30	2HA8=1.01
	Appuis	4,7	2	3HA10=2.36	30	2HA8=1.01
7	Travée	5,22	2,2	3HA10=2.36	30	2HA8=1.01
	Appuis	7,48	3,2	5HA10=3.93	25	2HA8=1,01

Tableau 54 : représente les sections pour le moment  $M_{1-1}$

• **Vérification de contrainte :**

En doit vérifier que :  $\sigma$  calculé  $\leq \overline{\sigma_{adm}}$

	M	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	Vérification
Travée	8,80	201,6	4,7 < 15	O.K
Appuis	19,71	201,6	7,8 < 15	O.K

Tableau 54 : représente les Vérification de contrainte

Pour une fissuration préjudiciable on a :

- $\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{cj}$

$$\overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa}$$

- $\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_t} \right\} \text{MPa}$

$$\overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ (MPa)}$$

• **Vérification des flèches :**

	$M_{ELS}$	$M_G$	$f_{adm}$ (mm)	f (mm)	Vérification
Balcon	5,22	5,59	7,5	2,3	O.K
Consol	3,97	5,59	6,6	0,4	O.K

Tableau 55 : représente les Vérification des flèches

- Pour balcon de longueur  $L = 4,8$  (m) La flèche ne doit pas dépasser la limite admissible  $f_{adm} = l_0/500$

$$f_{adm} = l_0 / 500,00 = 6,6 \text{ (mm)}$$

- Pour consol de longueur  $L = 1,65$  (m) La flèche ne doit pas dépasser la limite admissible  $f_{adm} = l_0/250$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1650}{250} = 6,6 \text{ (mm)}$$

- Pour le moment  $M_{2-2}$  :

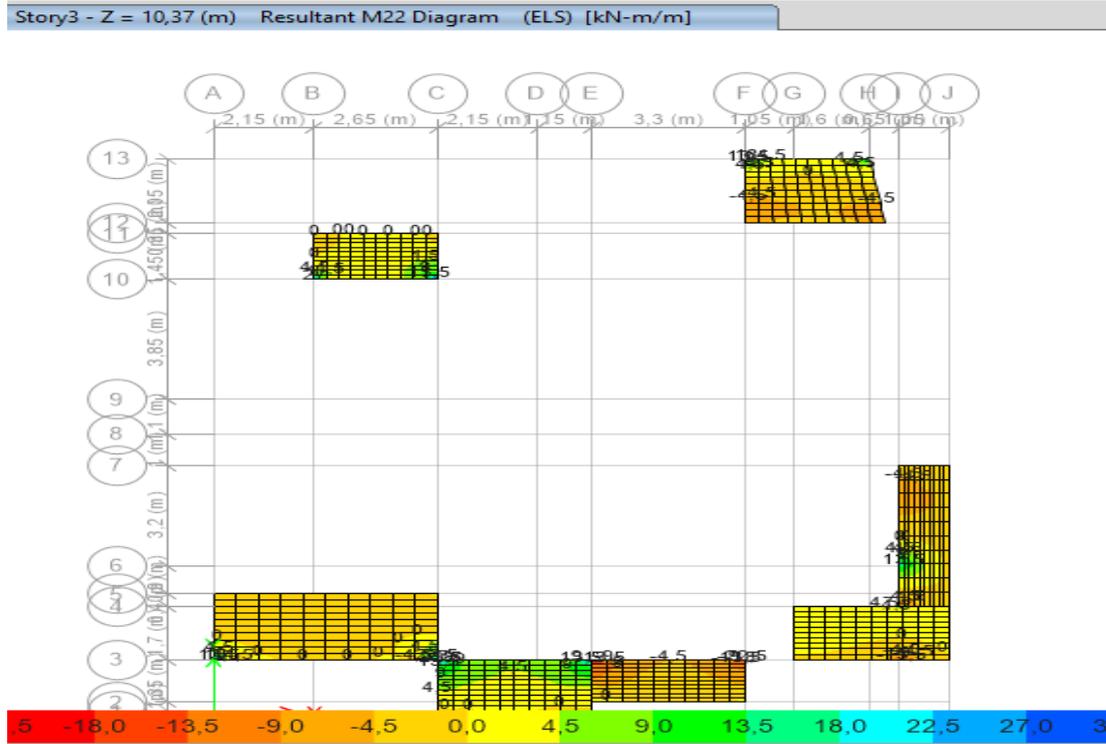


Figure 49: représente les moments  $M_{2-2}$

Numéro	Position	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ calculé ( $cm^2$ )	$A_s$ adoptée ( $cm^2$ )	St=100/Ndr	St (cm)= $A_s/4$
1	Travée	8,80	3.8	5HA10=3.93	20	3HA8=1.51
	Appuis	0.1	1.51	2HA10=1.57	50	2HA8=1.01
2	Travée	9	3.9	5HA10=3.93	20	3HA8=1.51
	Appuis	6.3	2.7	4HA10=3.14	25	2HA8=1,01
3	Travée	9	3.9	5HA10=3.93	20	3HA8=1.51
	Appuis	5	2.1	3HA10=2.36	30	2HA8=1.01
4	Travée	4	1.7	3HA10=2.36	30	2HA8=1,01
	Appuis	6	2.6	4HA10=3.14	25	2HA8=1,01
7	Travée	5	2.1	3HA10=2.36	30	2HA8=1.01
	Appuis	3.5	3.5	5HA10=3.93	20	2HA8=1.01

Tableau 57 : représente les sections pour le moment  $M_{2-2}$

• **Condition non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times 2.1 / (400) = 1.51 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

En travée : (Balcon 01 et 02)

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{O.K}$$

• **Vérification de contrainte :**

En doit vérifier que :

	M	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Vérification
Travée	11	201,6	5.4 < 15	O.K
Appuis	12	201,6	5.7 < 15	O.K

Tableau 58 : représente les Vérification de contrainte

Pour une fissuration préjudiciable on a :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{cj}$$

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t} \right\} \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ (MPa)}$$

	M <sub>ELS</sub>	M <sub>G</sub>	f <sub>adm</sub> (mm)	f (mm)	Vérification
Balcon	8,8	4,5	7,6	4,4	O.K
Consol	8.8	7	6,6	0,4	O.K

Tableau 59 : représente les Vérification des flèches

- **Vérification des flèches :**

- Un exemple d'un balcon de longueur  $L= 4,8$  m) La flèche ne doit pas dépasser la limite admissible  $f_{adm} = l_0/500$

$$f_{adm} = l_0 / 500,00 = 6,6 \text{ (mm)}$$

- Un exemple d'un consol de longueur  $L= 1,65$  (m) La flèche ne doit pas dépasser la limite admissible  $f_{adm} = l_0/250$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1650}{250} = 6,6(\text{mm})$$

- **Schéma de ferrailage :**

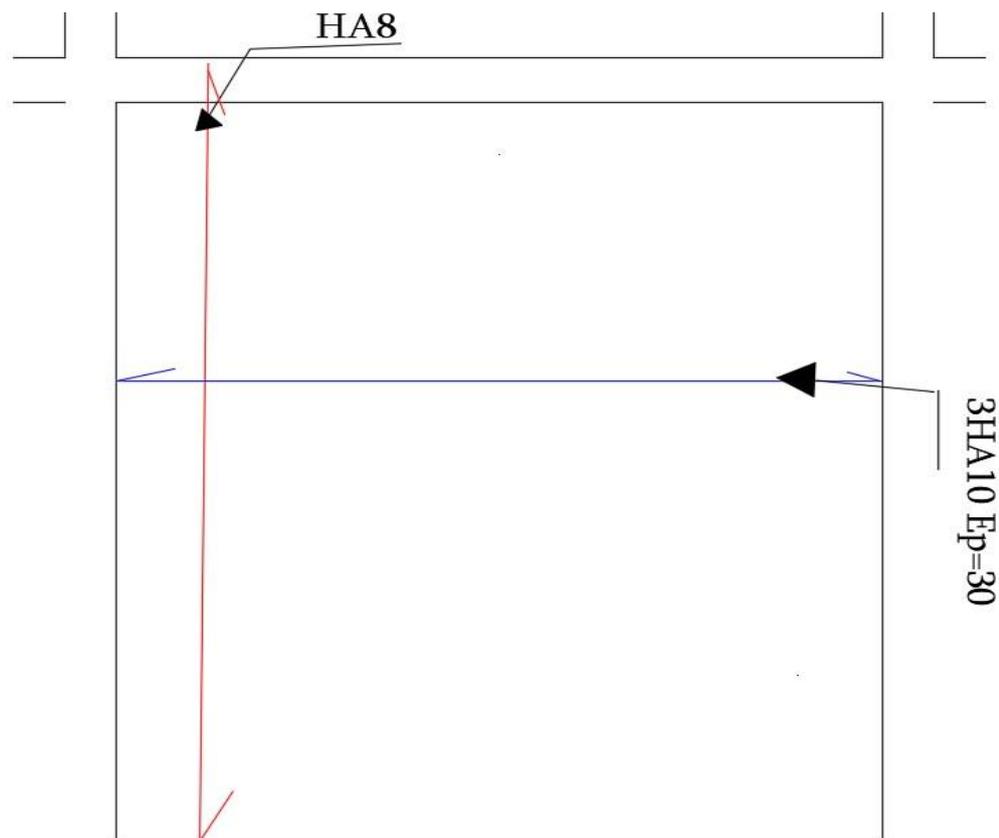


Figure 50 : ferrailage de consol en travée

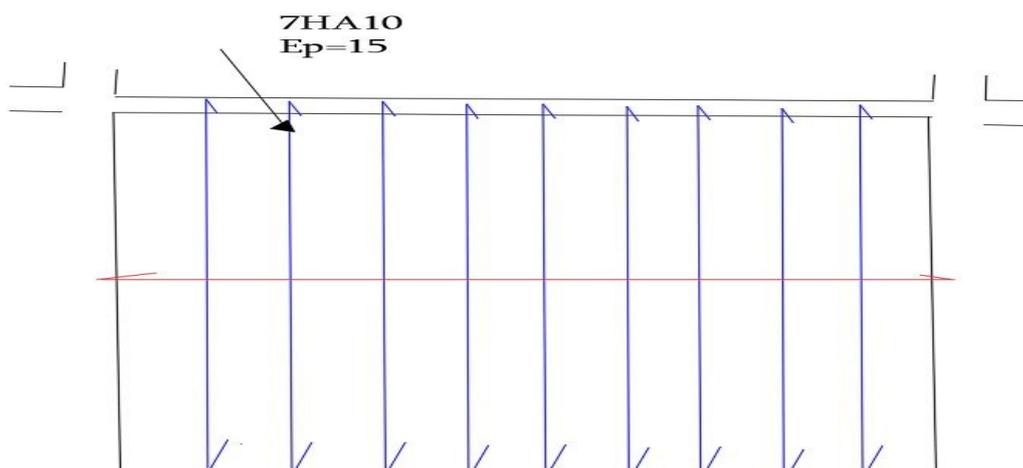


Figure 52 : ferrailage de consol en appuis

**V-4-3/ Calcul de l'acrotère :**

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « G » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « M ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

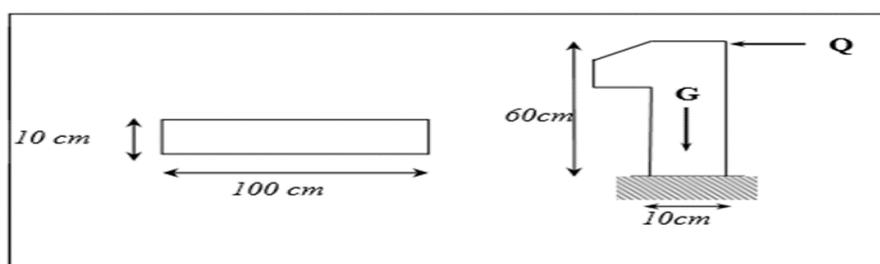


Figure53 : Schéma statique et diagrammes des sollicitations.

• **Les charges :**

Poids propre de l'acrotère :  $G=2,2$  KN/ml

Surcharge d'exploitation :  $Q=1$  KN/ml

Force sismique :  $FP = 1.056$ KN/ml

• **Sollicitations :**

G : Créé un effort normal :  $N_G = G = 2,2 \text{ KN/ml}$

Crée un Moment :  $M_G = 0$

Q : Créé un effort normal :  $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment :  $M_Q = Q \times H = 1 \times 1 = 0,6 \text{ KNm}$

Fp : Créé un effort normal :  $N_{Fp} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment :  $M_{Fp} = Fp \cdot h/3 = 1,02 \text{ KNm}$

• **Combinaison des sollicitations :**

$$ELU : NU = 1.35NG + 1.5NQ$$

$$MU = 1.35MG + 1.5MQ$$

$$ELS : N_{ser} = NG + NQ$$

$$M_{ser} = MG + MQ$$

Cas	Combinaison	M(KN.m)	N	As	Section finale
ELU	1.35G+1.5Q	0.9	2.97	1.2	3HA8=1.53 cm <sup>2</sup>
ELS	G+Q	0.6	2.2	1.2	

Tableau 60 : représente les sections à ELU et ELS

• **Vérification au séisme :**

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul Fp agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$FP = 4 A Cp Wp$$

\*A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2)

$$A = 0.15$$

\*CP : facteur de force horizontale variant entre 0.3et 0.8 dans le tableau (6.1)

CP =0,80 (élément en console)

\*WP : poids de l'acrotère

WP = 2,2 KN/ml

D'où :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2,2$                       donc :  $F_p = 1,056 \text{KN/ml}$

Selon le RPA :

$$F_p < 1,5Q \Rightarrow 1,056 \text{ KN} < 1,5 \times 1 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 1,056 \text{ KN} < 1,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifier}$$

• **Condition de non fragilité :**

c=2.5cm

d= h-c=10-2=8 cm

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ adopté} = \max (A_{\text{calculé}} ; A_{\min}) = \max (1,7 ; 0,966) = 1,7 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 4HA8     $A_s = 2,01 \text{cm}^2$

**L'espacement :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

**Calcul des armatures de répartitions :**

$$A_{\text{répartition}} = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{Transversals}} = 1 \text{HA8} = 0.5 \text{cm}^2$$

**Escapement:**

$$S_t = \frac{50}{4} = 12,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 12,5 \text{ cm}$$

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

$$V_u = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \times 1,056 = 1,584 \text{ KN}$$

$\sigma_u \leq \bar{\sigma}_u \Rightarrow$  La fissure est préjudiciable

$$\bar{\sigma}_u \leq \min \left[ \frac{0,15 f_c}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right]$$

$$\bar{\sigma}_u = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{(b \cdot d)} = \frac{1584}{1000 \times 75} = 0,0198 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

Chapitre VI :  
Etude de l'infrastructure.

# Chapitre6 : Etude de l'infrastructure.

---

## **VI -1/Introduction :**

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurant la liaison avec le sol et la répartition des efforts.
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

## **VI -2/ Le choix de type de fondation dépend de :**

- 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.

## **VI -3/Les types de fondations :**

### 3-1/Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante.

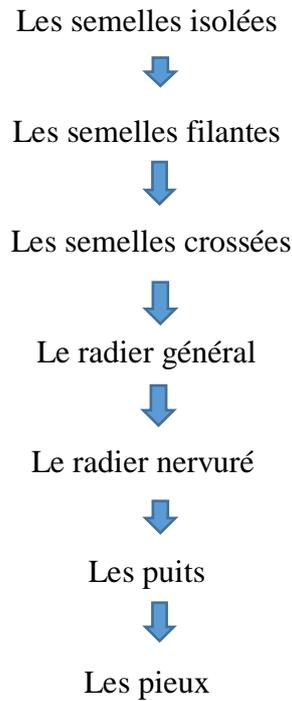
Elles permettent la transmission directe des efforts au sol (semelles isolées et filantes et les radiers).

### 3-2/Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante ou lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

# Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

- Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise :



## ➤ Semelle isolée :

Dans un premier lieu, on va proposer des semelles isolées carrées, pour cela on procède à la vérification suivante :

En a :  $N_s = 2016.7$  KN

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : la contrainte du sol.  $\sigma_{sol} = 1.5$  bars

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

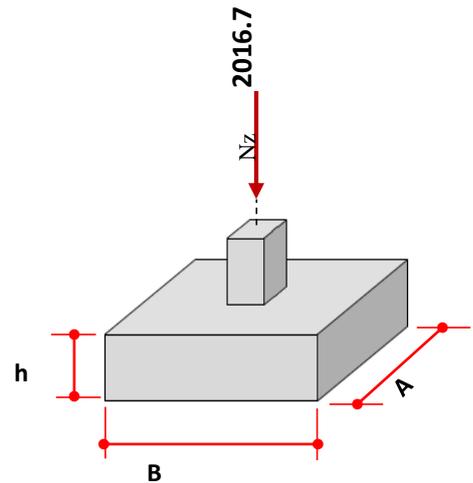


Figure 53 : représente fondation isolée

$A = B$  Fondation carré

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow A = \frac{B \cdot a}{b}$$

$$s = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{2016.7}{1.5} = 13.44 \text{ m}^2$$

## Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

$$A = B = \sqrt{S} = 3.66\text{m}$$

Après avoir déterminé les sections des semelles isolées, on peut constater que les semelles risquent de chevaucher, Donc ce type de semelles n'est pas admis dans notre cas.

### ➤ 2-Semelle filante

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.



Figure 54 : représente Semelle filante

On vérifie donc :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Tel que :

N : La somme des efforts normaux de chaque file de poteaux

S : section des semelles filantes

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations de F sont le tableau suivant :

Poteaux	N (T)
1	1159.35
2	1720.39
3	1200.59
4	1497.3
5	1491.41
Σ les effort = 7048.6 kN	

Tableau 61 : Efforts normaux appliqués sur la fondation

En appliquant les moments statique des efforts en sait que :

$$X_R = \frac{\sum R_i \cdot X_i}{\sum R_i}$$

$$R = \sum \text{les effort} = 7048.6 \text{ kN}$$

$$X_R = 7.19\text{m}$$

$$L = 2 \cdot X_R$$

## Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

$$L = 2 * 7.19 = 14.56 \text{ m}$$

→ En prend  $L = 15$

\*Détermination de largeur de ma fondation :

$$\text{Contrainte uniforme : } \sigma_{\text{sol}} = \frac{R}{S_{\text{Foud}}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{R}{L * b} \leq 0.15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \sigma_{\text{sol}} = \frac{1.10R}{15 * b} \leq 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{1.10 R}{15b} \leq 150 \text{ KN/m}^2$$

$$b \geq \frac{1.1R}{15 \times 150} = \text{m} \quad \rightarrow \quad b = 3.44 \text{ m}$$

Observation :

La résulta montre un chevauchement des semelles, et aussi contenu que la distance entre deux semelles voisines doit être supérieure à 80.

➤ Radier général :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.



Figure 55 : représente Radier général

$$e_r = \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{495}{10} = 49,5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e_r = 50 \text{ cm}$$

• Vérification au poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$ : effort du poteau à ELU

$$N_u = 2721,57 \text{ KN}$$

$$U_c = 2(A + B)$$

$$A = B = a + e_r$$

$$A = 35 + 50 = 85 \text{ cm}$$

$$U_c = 2(A + B) = 2 * (85 + 85) = 340 \text{ cm}$$

## Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

$$0,045U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 * 3,40 * 0,5 * \frac{25 * 10^3}{1,5} = 1912,5$$

$$N_u = 2721,57 \text{KN} \leq 1912,5 \text{KN}$$

→ Condition non vérifiée

### Remarque :

Pour que le radier générale est vérifiée il faut prendre la hauteur de la dalle est  $H=80\text{cm}$  mais cette valeur n'est pas économique

Donc on va travailler par le radier nervuré.

### ➤ Radier nervuré :

Les radiers nervurés sont constitués de poutres et de poutrelles croisées qui ont pour fonction de raidir la dalle. Ce type de radier est préconisé lorsque la dalle plate n'est pas suffisamment rigide en raison de son épaisseur pour supporter des charges conséquentes.

Ce type de radier permet une meilleure répartition.

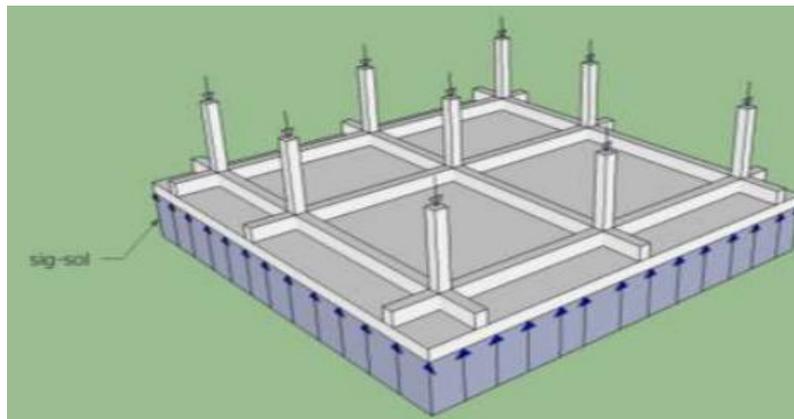


Figure 56 : représente Radier nervuré

#### • Pré dimensionnement du radier nervuré :

$$h_d = \frac{l_{\max}}{20} = \frac{495}{20} = 25 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_d = 30 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq b_{\text{poteau}} = 35 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b_0 = 35 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{l_{\max}}{10}$$

$$\frac{l_{\max}}{8} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{5}$$

$$61,87 \leq h_t \leq 99 \quad \rightarrow \quad h_t = 65 \text{ cm}$$

# Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

On prend :  $\rightarrow \begin{cases} h_d = 30 \text{ cm} \\ b_0 = 35 \text{ cm} \\ h_N = 65 \text{ cm} \end{cases}$

• Les vérifications nécessaires à vérifier pour le radier nervuré est :  
 $1/ \sigma_{sol} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 1.5 \text{ bar}$

$$\sigma_{sol} = 138 \text{ kN/m}^2 < \overline{\sigma_s} = 150 \text{ kN/m}^2$$

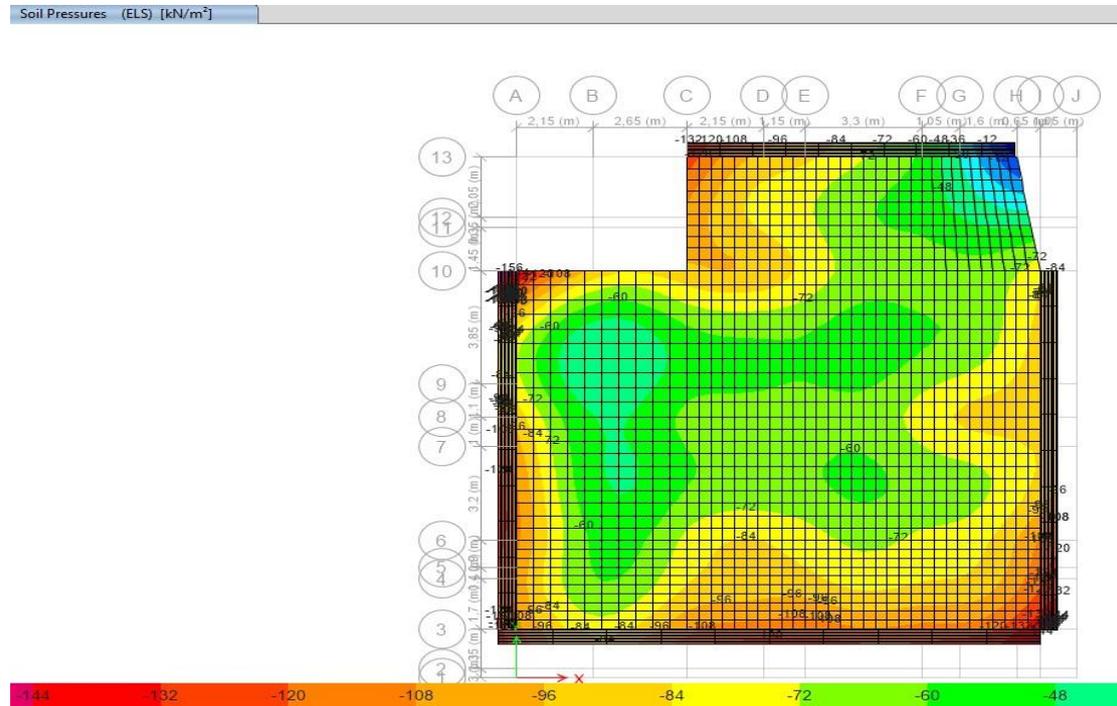


Figure 57 : Représente les contraintes du sol à ELS

2/  $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA}$

$$\sigma_b = 7,13 \text{ MPA} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA}$$



# Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

Figure 58 : Représente les contraintes du béton à ELS

$$3/\sigma_u \leq \overline{\sigma}_u \text{ (pour les nervures)}$$

(ELU) [kN]

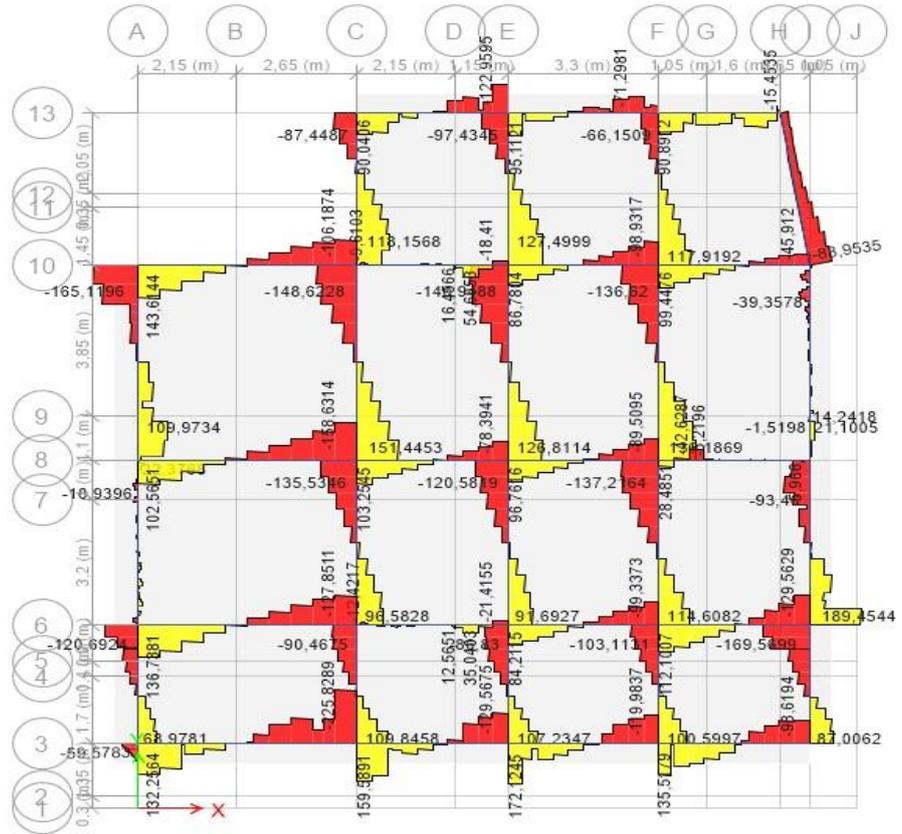


Figure 59 : Représente les contraintes Tangentielles

$$\sigma_u = \frac{N_u}{bd}$$

$$N_u(\text{KN}) = 198.54$$

$$d = 0.9h_N = 0,9 * 0,65 = 0,585\text{m}$$

$$b = 0,35\text{m}$$

$$\sigma_u = \frac{198.54}{0.35 * 0.585} = 969,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_u = 969,67 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_u = 2500 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Cdt Vérification}$$

# Chapitre6 : Etude de l'infrastructure

- Le ferrailage du radier et nervure :

M1-1 :

En travée :

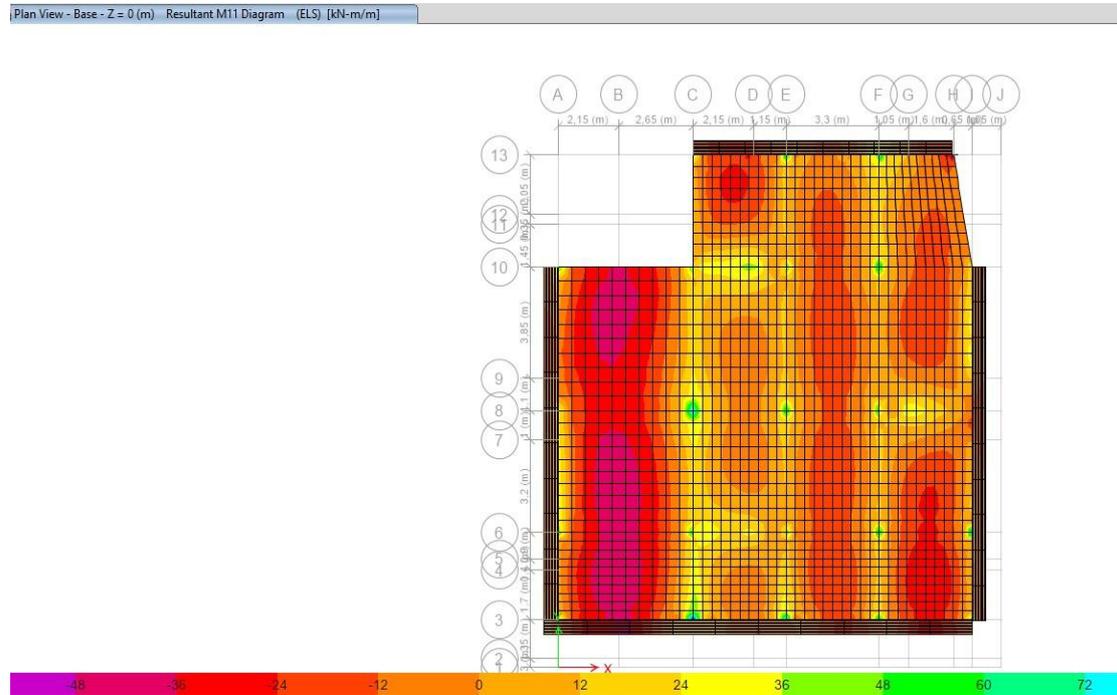


Figure60 : Représente le moment  $M_{1-1}$  à ELS

Travée	A-C	C-E->(10-13) F-I->(8- 13)	C-E (3-10) E-F(8-13) F-I(8-13)
Moment (KN.m)	36	25	8
AS	7.8	5.4	3.5
Ferrailage adopté	7HA12=7.92cm <sup>2</sup>	5HA12=5,65	4HA12=4,52

Tableau 62: représente le ferrailage des travées de dalle radier

En appuis :

Appuis	A	C	E -F-I
Moment(KN.m)	20	25	10
AS	3.7	4.6	3.5
Ferrailage adopté	4HA12=4,52	5HA12=5.65	4HA12=4,52

Tableau63 : représente le ferrailage des appuis de dalle radier

# Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

- **Vérification de contrainte :**

En doit vérifier que :  $\sigma_{\text{calculé}} \leq \overline{\sigma_{\text{adm}}}$

Pour une fissuration préjudiciable on a :

- $\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{cj}$

$\overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa}$

- $\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_t} \right\} \text{MPa}$

$\overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ (MPa)}$

	M	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	Vérification
Travée	36	201,6	$4.8 < 15$	O.K
Appuis	25	15.7	$1.6 < 15$	O.K

Tableau 64 : représente les Vérification de contrainte

$M_{2-2}$  :

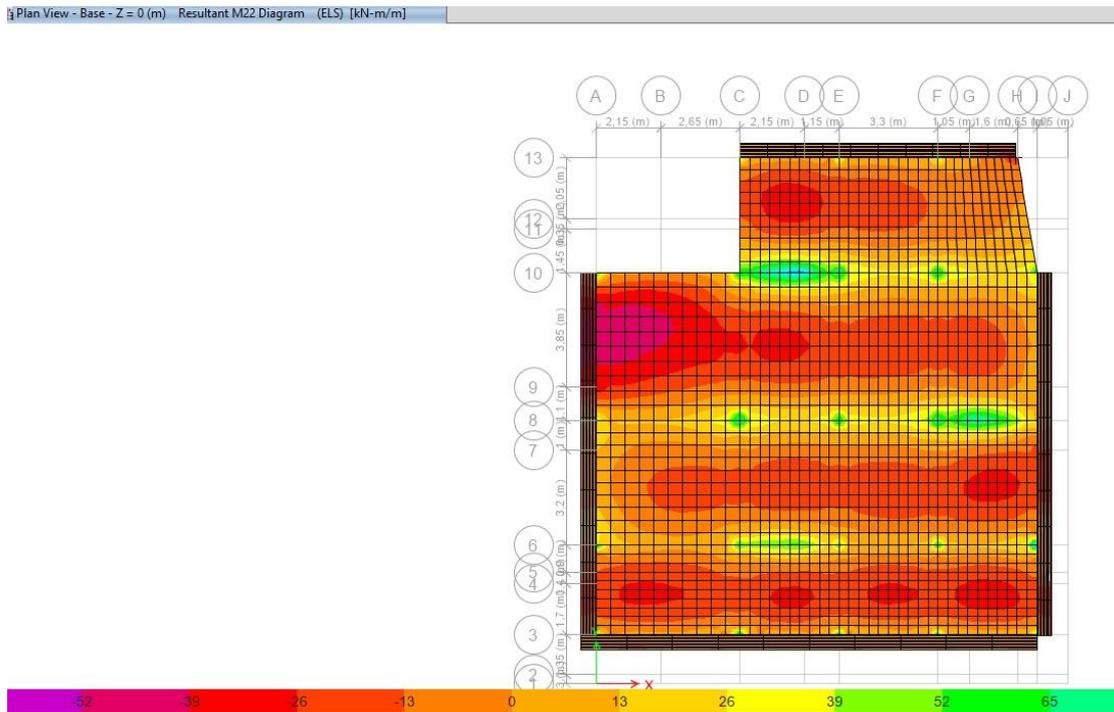


Figure 61 : Représente le moment  $M_{2-2}$  à ELS

## Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

**Remarque :**

D'après le calcul des sections d'armatures les résultats à ELS est plus défavorable que ELU.

En travée :

Travée	3-6 et 10-13	6-8 8-10 (c-i)	8-10 A-c
Moment (KN.m)	25	20	35
AS	5.4	4.3	7.2
Ferraillage adopté	5HA12= 5.65cm <sup>2</sup>	4HA12= 4.52cm <sup>2</sup>	7HA12= 7.92cm <sup>2</sup>

Tableau 65: représente le ferraillage des travées de radier

En appuis :

Appuis	File 10(c-E) File 8 (F-I) File 6(C-E)	File 10(E-I) File 8 (c-F) File 6(F-I)	Les appuis qui restent
Moment (KN.m)	50	25	15
AS	11	5.4	3.5
Ferraillage adopté	3HA12+5HA14= 11.09cm <sup>2</sup>	5HA12= 5.65cm <sup>2</sup>	3HA12= 3.39cm <sup>2</sup>

Tableau 66 : représente le ferraillage des appuis de radier

• **Vérification de contrainte :**

En doit vérifier que :  $\sigma_{\text{calculé}} \leq \overline{\sigma_{\text{adm}}}$

Pour une fissuration préjudiciable on a :

- $\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{cj}$

$$\overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa}$$

- $\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_t} \right\} \text{MPa}$

$$\overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ (MPa)}$$

# Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

	M	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Vérification
Travée	35	201,6	$4.7 < 15$	O.K
Appuis	50	201,6	$5.9 < 15$	O.K

Tableau 67 : représente les Vérification de contrainte

- **Schéma de ferrailage**

Les nervures :

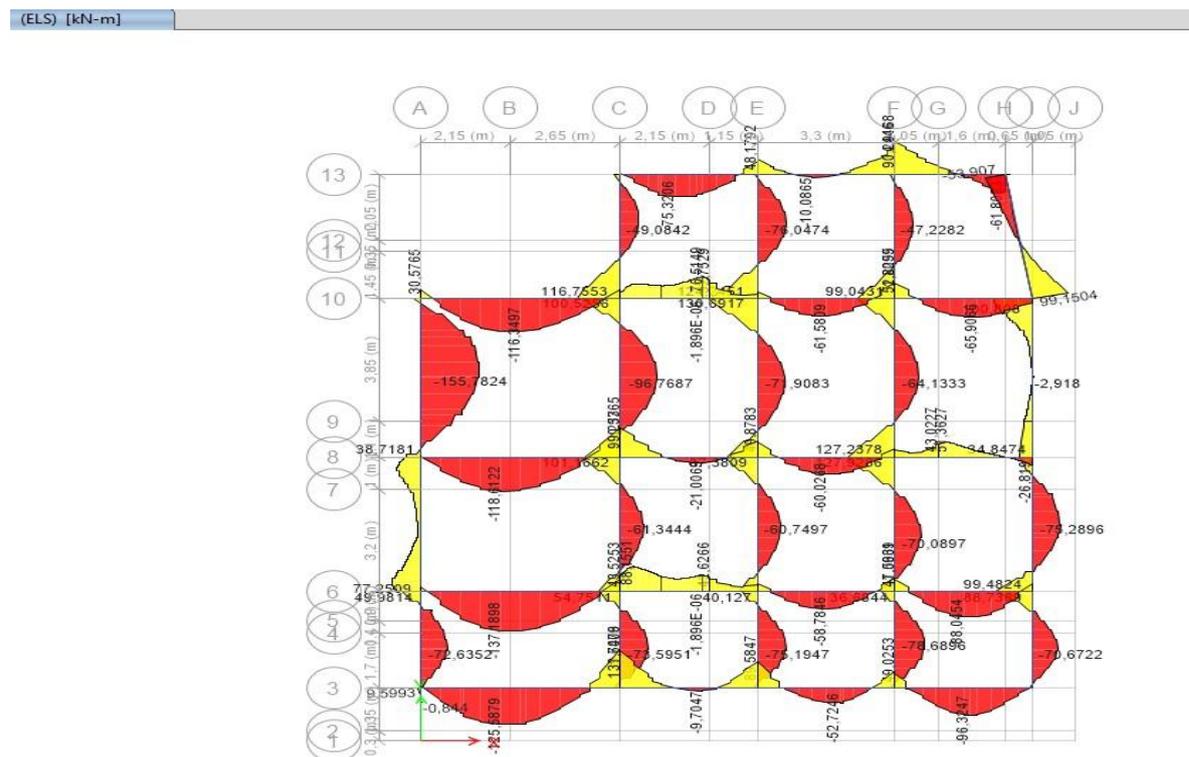


Figure62 : Représente le moment des nervures à ELS

**Remarque :**

D'après le calcul des sections d'armatures les résultats à ELS est plus défavorable que ELU.

## Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

Travée :

Les noms des files	$M_{\text{service}}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre des barres	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 201,6\text{MPa}$
13(C-E)	75,32	6,8	6,78	6HA12	4,9	201,6
13(E-F)	10,09	2,4	3,08	2HA14	0,4	4,9
13(F-H)	9,21	2,4	3,08	2HA14	0,4	4,5
10(A-C)	116,35	10,8	11,12	4HA16+ 2HA14	6,4	201,6
10(C-E)	43,89	3,9	4,02	3HA14	1,7	20,9
10(E-F)	61,58	5,5	6,16	4HA14	4,4	201,6
10(F-I)	65,91	5,9	6,16	4HA14	6,5	201,6
8(A-C)	118,91	11	11,12	4HA16+ 2HA14	6,5	201,6
8(C-E)	21,01	2,4	3,08	2HA14	0,8	10,3
8(E-F)	60,03	5,4	6,16	4HA14	4,3	201,6
8(F-I)	45,69	4,1	4,52	4HA12	1,8	21,7
6(A-C)	137,13	12,8	12,9	2HA14+ 2HA25	7,1	201,6
6(C-E)	44,29	3,9	4,02	2HA16	1,7	21,1
6(E-F)	58,78	5,3	5,34	2HA12+ 2HA14	4,2	201,6
6(F-I)	88,05	8	8,04	4HA16	5,4	201,6
3(A-C)	125,59	11,7	12,06	6HA16	6,7	201,6
3(C-E)	9,7	2,4	3,08	2HA14	0,4	4,8
3(E-F)	52,72	4,7	5,34	2HA12+ 2HA14	4	201,6
3(F-I)	96,32	5,8	6,16	4HA14	5,7	96,32

Tableau68 : représente les sections des travées des nervures sens x

## Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

Appuis :

Les noms des appuis	$M_{\text{service}}$ (KN.m)	$A_{\text{calculer}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre des barres	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ =15MPa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ =201,6
13-C	5,51	2,4	3,08	2HA14	0,2	2,7
13-E	55,11	4,9	5,34	2HA14+ 2HA12	4,1	201,6
13-F	114,92	10,6	10,65	3HA14+ 3HA16	6,4	201,6
13-H	59,76	5,4	6,16	4HA14	4,3	201,6
10-A	30,58	2,7	3,08	2HA14	1,2	14,9
10-C	29,54	2,6	3,08	2HA14	1,2	14,4
10-E	62,61	5,6	6,16	4HA14	4,4	201,6
10-F	52,21	4,7	5,34	2HA12+ 2HA14	3,9	201,6
10-I	15,17	2,4	3,08	2HA14	0,6	7,4
8-A						
8-C	99,24	9,1	9,11	2HA14+ 3HA14	5,8	201,6
8-E	100,54	9,2	9,23	6HA14	5,9	201,6
8-F	53,86	4,8	5,34	2HA12+ 2HA14	4	201,6
8-I	26,82	2,4	3,08	2HA14	1,1	13,2
6-A	17,78	2,4	3,08	2HA14	0,7	8,7
6-C	59,26	5,3	5,34	2HA12+ 2HA14	4,3	201,6
6-E	27,89	2,4	3,08	2HA14	1,1	13,7
6-F	47,69	4,3	4,52	4HA12	1,9	22,5
6-I	99,48	9,1	9,11	2HA14+ 3HA14	5,8	201,6
3-A	9,59	2,4	3,08	2HA14	0,4	4,7
3-C	131,56	12,3	12,31	3HA16+ 2HA20	6,9	201,6
3-E	80,58	7,3		3HA12+ 2HA16	5,1	201,6
3-F	49,03	4,4	4,52	4HA12	1,9	23,1
3-I	4,88	2,4	3,08	2HA14	0,2	2,4

Tableau69 : représente les sections des appuis sens x

## Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

Travée :

Les noms des files	$M_{\text{service}}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	Nombre des barres	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 201,6$
A (10-8)	155,778	14,7	14,91	3HA20+ 3HA16	7,7	201,6
A (8-6)	7,52	2,4	3,08	2HA14	0,3	7,52
A (6-3)	69,42	6,3	6,78	6HA12	4,7	201,6
C (13-10)	48,66	4,3	4,52	4HA12	1,9	23,0
C (10-8)	96,77	8,9	9,23	6HA14	5,7	201,6
C (8-6)	60,51	5,4	6,15	4HA14	4,3	201,6
C (6-3)	73,18	6,6	6,78	6HA12	4,8	201,6
E (13-10)	76,05	6,9	7,6	4HA12+ 2HA14	4,9	201,6
E (10-8)	70,41	6,4	6,78	6HA12	4,7	201,6
E (8-6)	60,73	5,5	6,28	2HA12+ 2HA16	4,3	201,6
E (6-3)	74,89	6,8	6,78	6HA12	4,9	201,6
F(13-10)	47,04	4,2	4,52	4HA12	1,8	22,3
F (10-8)	63,79	5,7	6,15	4HA14	4,4	201,6
F (8-6)	69,53	6,3	6,78	6HA12	4,7	201,6
F (6-3)	78,69	7,2	7,6	4HA12+ 2HA14	5	201,6
I(13-10)	1,5	2,4	2,4	3.08	0,1	0,7
I (10-8)	1,8	2,4	2,4	3.08	0,1	0,9
I (8-6)	75,29	6,8	6,78	6HA12	4,9	201,6
I (6-3)	65,96	5,9	6,28	2HA16+ 2HA12	4,5	201,6

Tableau 70 : représente les sections des travées des nervures sens y

## Chapitre6 : Etude de l'infrastructure

### Appuis :

Les noms des appuis	M <sub>service</sub> (KN.m)	A <sub>calculer</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nombre des barres	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 201,6$
A -10	30,58	2,7	3,08	2HA14	1,2	14,9
A-8	38,72	3,4	4,02	3HA14	1,5	18,6
A-6	64,64	5,8	6,15	4HA14	4,5	201,6
A-3	49,98	4,5	4,52	4HA12	2	23,5
C-13	15,50	2,4	3,08	2HA14	0,6	7,6
C-10	116,26	10,8	10,8	2HA20+ 4HA12	6,4	201,6
C-8	95,61	8,8	9,24	6HA14	5,7	201,6
C-6	101,16	9,3	9,42	3HA20	5,9	201,6
C-3	54,75	4,9	5,65	5HA12	4,1	201,6
E-13	6,2	2,4	3,08	2HA14	0,2	3
E -10	130,69	12,2	12,57	4HA20	6,9	201,6
E -8	87,38	8	8,04	4HA16	5,4	201,6
E -6	48,35	4,3	4,52	4HA12	1,9	22,8
E-3	11,20	2,4	3,08	2HA14	0,4	5,5
F-13	11,95	2,4	3,08	2HA14	0,5	5,9
F -10	101,47	9,3	9,42	3HA20	5,9	201,6
F -8	127,92	11,9	12,06	6HA16	6,8	201,6
F -6	41,52	3,7	4,02	2HA16	1,6	19,8
F-3	11,37	2,4	3,08	2HA14	0,5	5,6
I-13	99,15	9,1	9,11	2HA14+ 3HA16	5,8	201,6
I -10	99,70	9,2	9,23	6HA14	5,8	201,6
I -8	35,07	3,1	3,39	3HA12	1,4	17,0
I -6	99,48	9,1	9,11	2HA14+ 3HA16	5,8	201,6
I-3	7,03	2,4	3,08	2HA14	0,3	3,4

Tableau71 : représente les sections des appuis sens y

- **Calcule d'espacement pour les nervures :**

$$l' = 2 * h_{\text{nervure}}$$

$$l' = 2 * 65$$

$$l' = 130\text{cm}$$

$$***S < \min \left( \frac{h}{4} ; 12\Phi_1 ; 30\text{cm} \right)$$

$$S < \min \left( \frac{65}{4} ; 12 * 12 ; 30\text{cm} \right)$$

$$S < \min (16,25 ; 14,4 ; 30\text{cm})$$

# Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

$S = 10\text{cm}$

$**S' < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 16,25\text{ cm}$

$S' = 15\text{cm}$

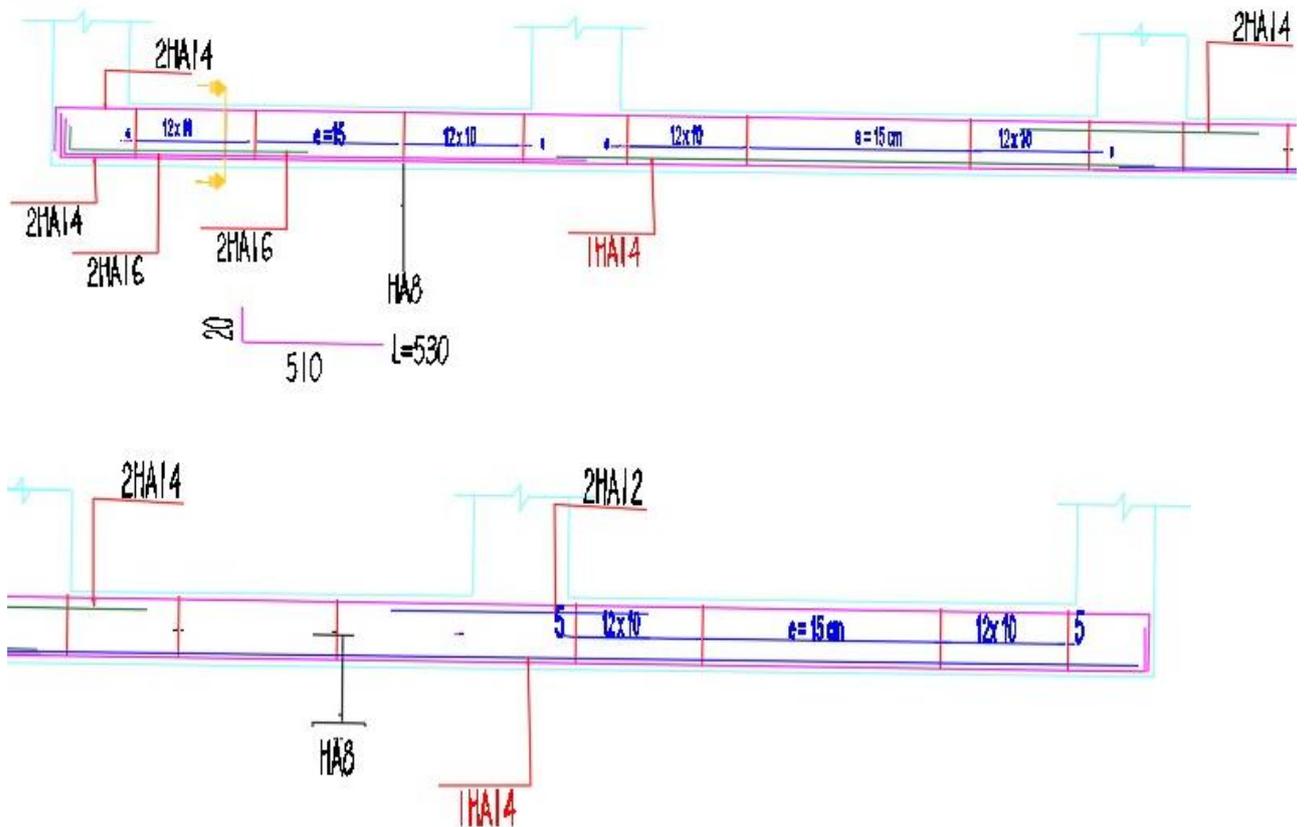
- **Recouvrement :**

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone II-a est de :  $40 \varnothing$

Donc  $L = 40 \times 1.2 = 48\text{ cm}$

	Pour les Nervures
Pour La Base	$l' = 130\text{cm}$ $S = 10\text{cm}$ $S' = 15\text{cm}$

Tableau 72 : l'espacement des nervures



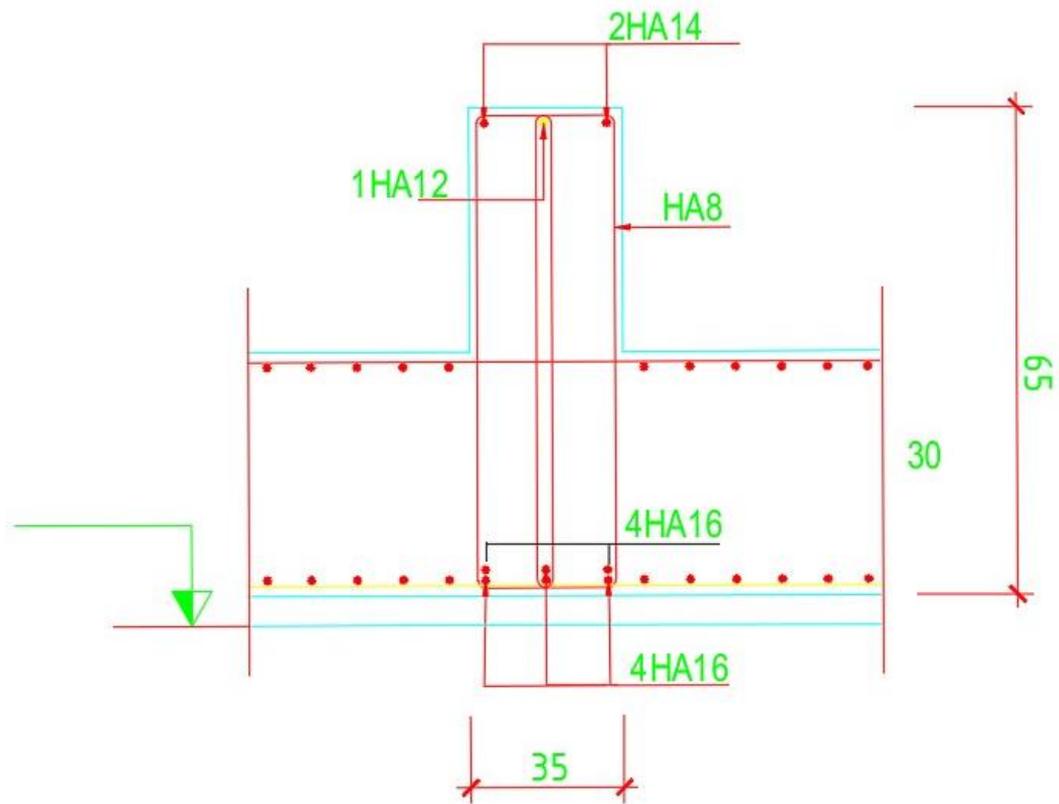


Figure 63 : ferrailage de nervure de radier

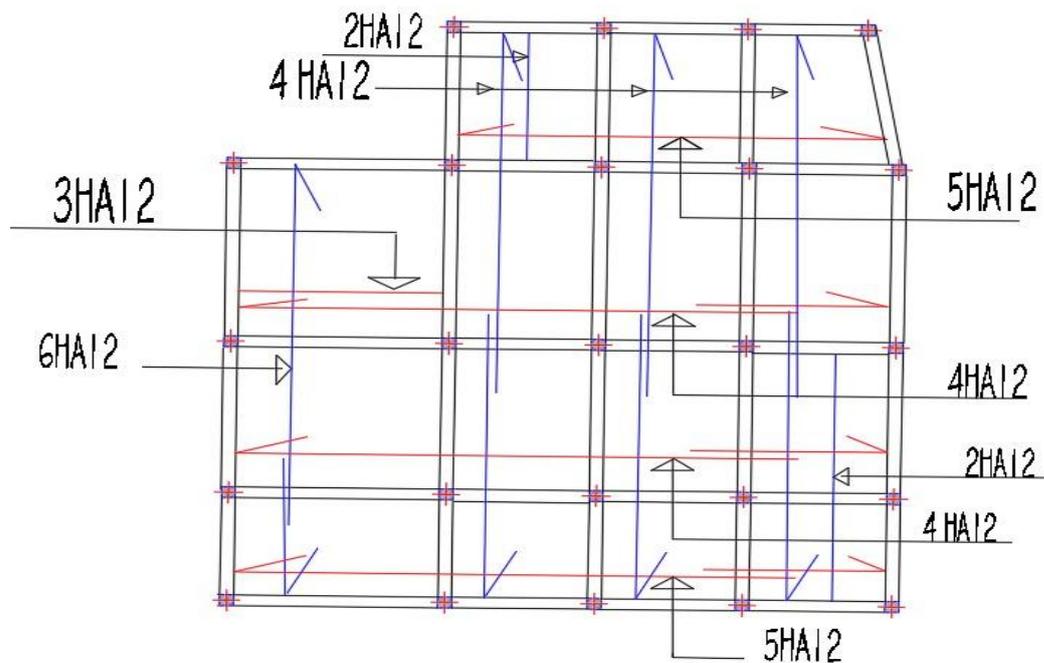


Figure 64 : ferrailage de dalle radier en travée

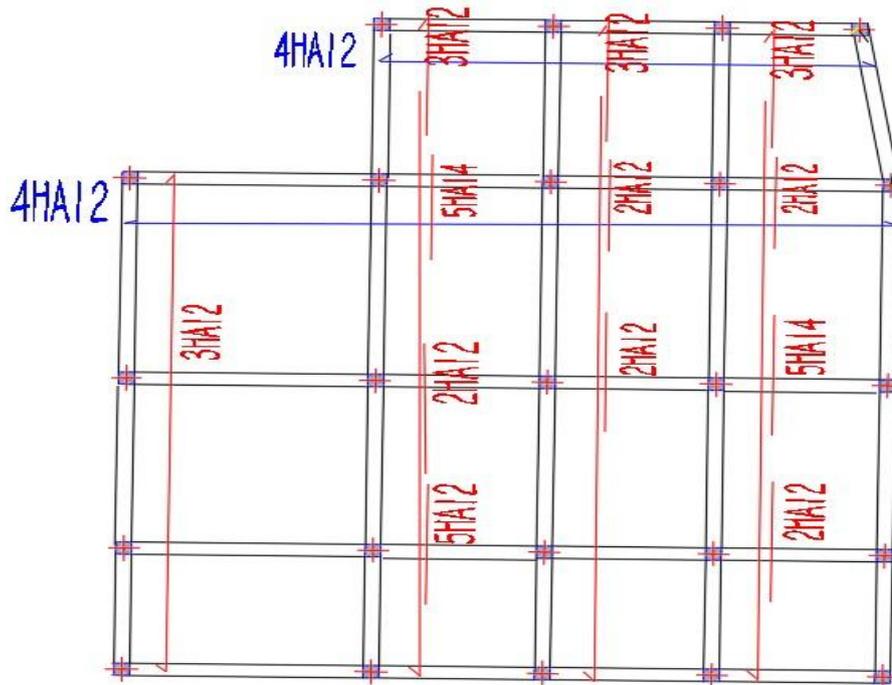


Figure 65: ferrailage de dalle radier en appuis

# Chapitre : plan coffrage

Plan coffrage :

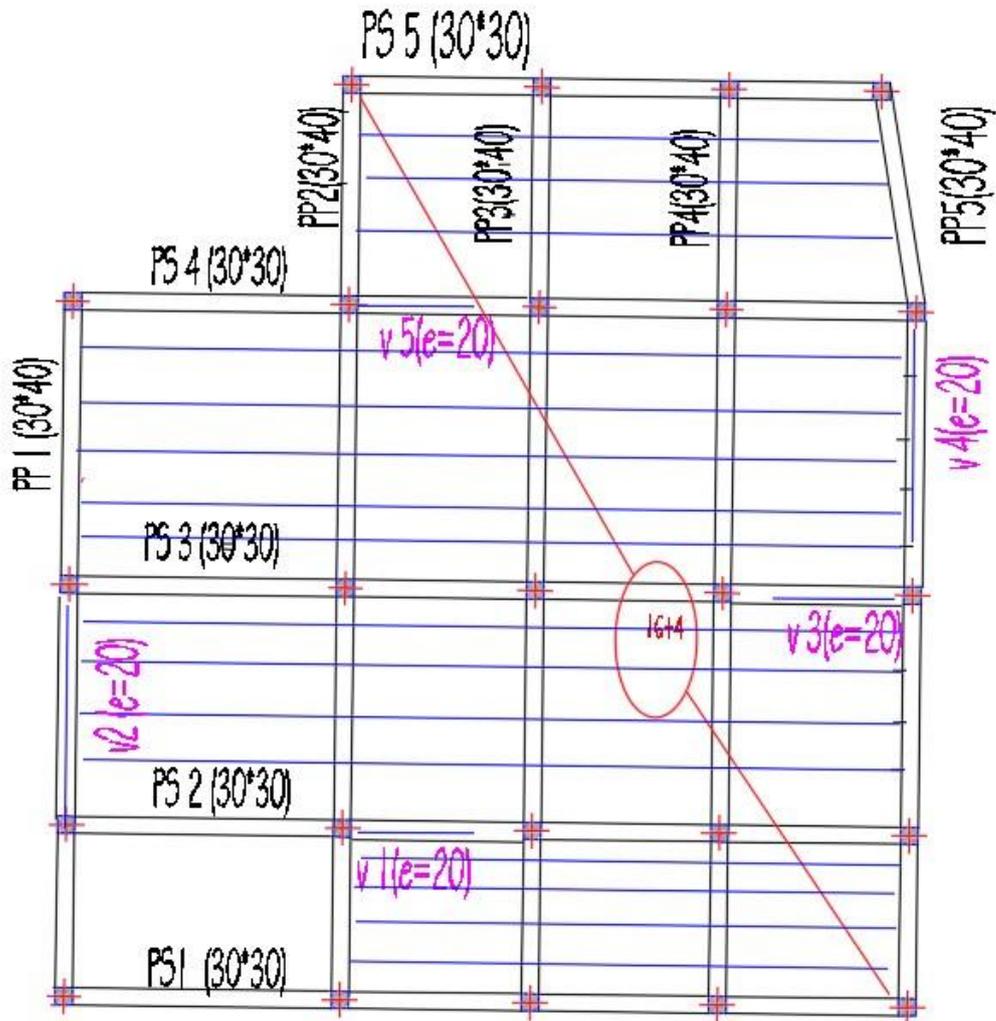


Figure ; PLAN DE COUFRAGE DE RDC

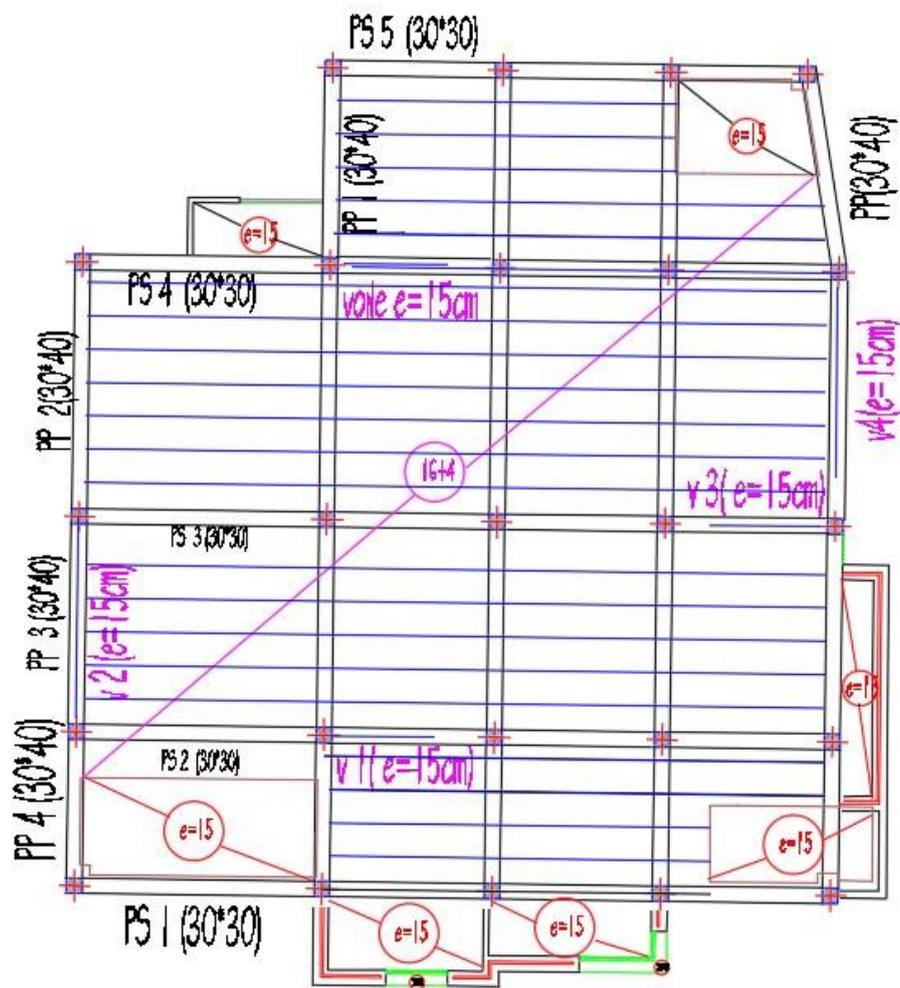


Figure ; PLAN DE COUFRAGE DE ETAGES

### **Conclusion générale :**

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile placée dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme (si pour ça en à faire l'étude dynamique avant le ferrailage cette disposition montre l'importance de la disposition des voiles).

Notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents types des sollicitations et actions notamment le séisme après un ferrailage correcte qui assure une rigidité suffisante vis-à-vis de l'effet sismique.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la vie professionnelle.

## Notions et abréviation

---

### Notations et Abréviations :

$h_e$  : Hauteur d'étage

$h_{RDC}$  : Hauteur rez-de-chaussée

$h_{total}$  : Hauteur Totale

L : longueur

B : largeur

G : les actions permanentes

FA : les actions accidentelles

$\Psi_{0i}$  : Coefficient de pondération

$G_{max}$  : Ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$  : Ensemble des actions permanentes favorables.

Q1 : Action variable dite de base.

Qi : Autres actions variables dites d'accompagnement

$\Psi_1, \Psi_2$  : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

$E_i$  : Module de déformation instantanée

$E_v$  : Module de déformation différée

G : Module de déformation transversale

E : Module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\epsilon_t$  : Déformation relative transversale.

$\epsilon_l$  : Déformation relative longitudinale.

## Notions et abréviation

---

$\tau_u$  : La contrainte de cisaillement ultime

d: hauteur utile

b : la largeur de la poutre

$\overline{\tau}_u$  : La contrainte de cisaillement ultime max

$h_p$ : Hauteur de la poutre principale

$l_{max}$  : Portée maximale entre axe d'appuis

$h_s$ : Hauteur de la poutre secondaire.

$h_0$  : La hauteur de la dalle de compression

$l_x$ : La plus petite portée.

a : Epaisseur du voile.

$w_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k »

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k »

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : Est l'aire (section brute)

$M_S$  : moment stabilisant.

$M_R$  : moment renversement.

$A_s$ : section d'armature

$A_{s\ trans}$ : section d'armature transversales

$A_{s\ min}$  : section d'armature minimale

$A_{\ repartition}$ : armature de repartition

## Notions et abréviation

---

t: l'espacements

$f_{adm}$ : La flèche limite admissible

CP : facteur de force horizontale

WP : poids de l'acrotère

$B_{sol}$  : la contrainte du sol

$N_u$ : effort du poteau à ELU

$B_r$  : Section réduite

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux

$\lambda$  : élanement mécanique

$l_f$  : Longueur de flambements

$l_0$  : Longueur libre

i: le rayon de giration

S : surface

I: le moment d'inertie

$f_{c28}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique.

Q : Facteur de qualité.

R : coefficient de comportement global de la structure

$\frac{S_a}{g}$  : Accélération spectrale.

T : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site, s.

V : Effort sismique.

Vu : Effort tranchant.

$f_{cj}$  : Contrainte du béton à la compression au jour « j », MPA.

$f_{tj}$  : Contrainte du béton à la traction au jour « j », MPA.

## Notions et abréviation

---

$\gamma_b$  et  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\delta_{ki}$  : Déplacements horizontaux du niveau « i » de la structure.

$\epsilon_b$  et  $\epsilon_s$  : Déformation du béton et de l'acier respectivement.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$\theta$  : Coefficient prenant en compte la durée d'application de la charge.

$\overline{\sigma}_{bc}$ ,  $\overline{\sigma}_s$  : Contrainte limite ultime du béton et de l'acier respectivement en MPA.

$h_N$  : Hauteur mesurée 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

$\Omega$  : facteur de correction d'amortissement

$p_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité

$W$  : poids total de la structure

$G$  : charges permanentes

$Q$  : charges d'exploitation non pondérées

$E$  : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

## **Références bibliographiques :**

-[BAE91] BAEL : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites. 1991.

-[DTR88] DTR : Document technique règlementaire

-DTR B.C 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation. 1988.

- [RPA03] RPA : Règles parasismiques algériennes 1999 version 2003.

-Livre de béton armé aux états Limites de BACHIR KEBAILI

## **Outils informatiques :**

- Logiciel ETABS 2016
- Logiciel ROBOT EXPERT 2010
- Logiciel AUTOCAD 2021
- Logiciel EXCEL 2013
- Word 2013

