

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Département de Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etude

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil

Option : Structure

Thème :

***Etude d'un bâtiment « R+5 étages » à usage d'habitation
et commercial en Béton Armé***

Présenté par :

M^r Bendaoud Mohamed Cherif

M^{elle} Reghiss Ouarda

M^{me} Khelifa Halima

Proposé et dirigé par :

M^r Allaeddine Athmani

Promotion / juin 2019

REMERCIEMENTS

nous remercions, en premier lieu, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre promoteur M^r Allaeddine Athmani pour ses conseils, sa compétence et ses orientations durant l'élaboration de ce projet.

nous remercions tous les enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation.

Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à:

- 🌸 A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toute ma vie.*
- 🌸 A mes très chers frères sœurs*
- 🌸 Mon grand-mère et grand-père*
- 🌸 Et toute la famille*
- 🌸 A mes amies*
- 🌸 Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaître dans ma dédicace.*

*A tous ma promotion de Génie Civil **2018/2019**.*

Bendaoud Mohamed Cherif

DEDICACES

*Je tiens sincèrement à dédier ce modeste travail à la mémoire
de mon père, ce personne qui m'a tout donné et ma soutenu
jusqu'au dernier souffle de sa vie
(que dieu l'accueil dans son vaste paradis).*

*A ma Chère maman pour sa affection et sa soutien
Je leur serai reconnaissant tout le reste de ma vie*

A mon cher mari qui m'a aidé

A ma très chère sœur (Sabrina)

A mes chers frères (Rahim ,Oualid et Chouaib)

Khelifa halima

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont toujours encouragé.

A ma grand mere :Safia

A mes chère sœurs frères :

Abdo ,Mouh,Mouloud,lilia,sonya.

Ames Amies :

Mira, Rachida, Basma, Cherif, Razak, seife, Hamdi, Ibrahim, Hocine.

M^{elle} Louitri Latifa

A toute ma famille.

Tout mes collègues de la promotion de GENIE CIVIL.2019

REGHISS OUARDA

RESUMÉ

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière d'habitation et commercial constitué d'un rez de chaussée+5 étages, implanté dans la wilaya de Annaba, Cette étude se compose de cinq parties:

-La première partie: c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment.

-La deuxième partie: consacrée pour le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

-La troisième partie: a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

-L'étude dynamique de la structure : a été entamée dans la quatrième partie par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-La dernière partie : comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

SOMMAIRE

Introduction Générale	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction	2
I.2 Caractéristique géométrique.....	2
I.3 Conception	2
I.4 Caractéristique des matériaux	3
I.4.1. Béton	3
I.4.2. Acier	6
I.5 Hypothèses de calcul des sections en béton armé.....	7
I.6 Les plans architecture de projet.....	8

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 Introduction.....	12
II.2 Pré dimensionnement des poutres.....	12
II.3 Pré dimensionnement des planchers	13
II.4 Pré dimensionnement des voiles	15
II.5 Charges et surcharges	16

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Etude de l'acrotère	20
III.2 Etude des escaliers.....	23
III.3 Etude de la poutre palière.....	36
III.4 Etudes des balcons.....	40

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1 Objectifs de l'étude sismique.....	51
IV.2 Choix de la méthode de calcul	51
IV.3 Méthode Statique Equivalente	52
IV.4 La méthode dynamique spectrale	57

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES PORTIQUES

V.1 Introduction	67
V.2. Le ferrailages des poutres	67
V.3 Ferrailages les poteaux	73
V.4 Ferrailages des voiles.....	75

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI.1 Etude des fondations	91
---------------------------------	----

Conclusion Générale

Bibliographie

LISTES DES PRINCIPAUX SYMBOLES UTILISES

A : coefficient d'accélération de zone
Aa : section d'armature en appui
A_l : section d'armature longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
At : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
Ax : section d'armature du sens x-x
Ay : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
Br : section réduite du béton
Cp : facteur de force horizontale
Cs : coefficient de sécurité
Cr : charge de rupture
C_{rn} : charge de rupture minimale nécessaire
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
HA : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
I_f : moment d'inertie fictif
J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
Le : longueur en élévation
Ln : entre axe des nervures
Lp : longueur en plan
M : moment fléchissant
Ma : moment fléchissant en appui
Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
Md : moment fléchissant de la droite
Me : masse du câble ; moment au centre de la section
Mf : moment fléchissant totale
Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps

M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
 M_l : masse linéaire
 M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
 M_t : moment fléchissant de travée
 M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
 M_w : moment fléchissant de la gauche
 M_x : moment fléchissant du sens x-x
 M_y : moment fléchissant du sens y-y
 M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
 M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
 M_2 : coefficient de Pigeaud
 M_{22} : moment suivant le sens 2-2
 M_{33} : moment suivant le sens 3-3
 N : effort normal
 N_e : effort normal au centre de la section
 N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales
 N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires
 N_{ser} : effort normal d'état limite de service
 N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
 P : poids propre ; périmètre
 Pr : poids propre du radier
 Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
 R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
 S : surface
 S_r : surface du radier
 T : effort tranchant
 T_x : période fondamentale dans le sens x-x
 T_y : période fondamentale dans le sens y-y
 U_c : périmètre du contour
 V : action sismique ; effort horizontal
 V_t : effort sismique à la base de la structure
 W : poids total de la structure
 W_p : poids de l'élément en considération.
 a : longueur ; distance ; dimension
 b : largeur
 b_0 : largeur de la nervure
 b_1 : largeur de poteau
 c : enrobage
 d : hauteur utile ;
 e : excentricité ; espacement
 e_a : excentricité additionnelle
 f : flèche
 f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
 f_e : limite élastique d'acier
 f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
 g : giron de la marche
 h : hauteur
 h_c : hauteur du corps creux

h_d : hauteur de la dalle
 h_e : hauteur libre
 h_{moy} : hauteur moyenne
 h_t : hauteur totale
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau
 i : rayon de giration
 j : nombre des jours
 l : longueur ; distance
 l_f : longueur de flambement
 l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
 l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
 l' : longueur de la zone nodale
 l_0 : longueur libre
 q_b : charge linéaire induite par les marches
 q_{eq} : charge linéaire équivalente
 q_l : charge linéaire
 q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_P : charge linéaire du palier
 s : espacement
 t : espacement ; période
 x : abscisse
 y : ordonnée
 y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
 α : Angle, coefficient sans dimension
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 ε : Coefficient de réponse
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
 θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
 λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
 μ : Moment réduit
 ν : Coefficient de poisson
 ρ : Rapport de deux dimensions
 σ : contrainte de béton ou d'acier
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
 ψ : Coefficient de pondération
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique
 δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
 Σ : Sommation
 ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I-1: Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton	5
Figure I-2: Diagramme Contrainte-Déformation du béton a L'ELS.....	5
Figure I-3 : Diagramme de contrainte- déformation d'acier	7
Figure I-4 : Plan de masse C+5 de la structure.....	8
Figure I-5 : Vue en plan niveaux RDC de la structure	9
Figure I-6 : Vue en plan niveaux étage courant de la structure	9
Figure I-7 : Vue en plan de toiture de la structure	10
Figure I-8 : Vue en plan de la façade principale de la structure	10
Figure I-9 : Coupe A-A de la structure.....	11

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure II-1: Dimensions de poutres.....	12
Figure II-2 : Dimensions à respecter pour les poutres	13
Figure II-3 : Coupe transversale (section en T).....	14
Figure II-4 : Coupe de voile en plan	15
Figure II-5 : Coupe de plancher terrasse non accessible -corps creux-	16
Figure II-6 : Coupe de plancher étage courant -corps creux-.....	16
Figure II-7 : Coupe transversale d'un acrotère.....	17
Figure II-8 : Coupe d'un cloisons extérieures	17

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III-1: Les différents coupes de l'acrotère.....	20
Figure III-2 : Ferrailage de l'acrotère.....	23
Figure III-3 : Schéma statique d'escalier.....	24
Figure III-4 : Schéma d'escalier sous charges	25

Figure III-5 : Schéma de combinaison de charge	26
Figure III-6 : Ferrailage de paillasse.....	27
Figure III-7 : Ferrailage des escaliers	36
Figure III-8 : Ferrailage de la poutre palière	39
Figure III-9 : Vue en plan des balcons.....	40
Figure III-10 : Plan de Ferrailage des balcons	43
Figure III-11 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 1.....	46
Figure III-12 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 1.....	46
Figure III-13 : Schéma de ferrailage des poutrelles-	40

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Figure IV-1 : Vue de la structure modélisée.....	58
Figure IV-2 : Vue de la disposition des voiles.....	59

CHAPITRE V: FERRAILAGE DES PORTIQUES

Figure V-1 : Schéma de ferrailage des poutres transversales	72
Figure V-2 : Schéma de ferrailage des poutres longitudinales.....	73
Figure V-3 : Schéma de ferrailage des poteaux (35×35)	74
Figure V-4 : Schéma de ferrailage des poteaux (45×45)	74
Figure V-5 : Schéma de disposition des voiles	76
Figure V-6 : Schéma de Voile N° 01	79
Figure V-7 : Schéma de ferrailage de voile 01.....	81
Figure V-8 : Schéma de Voile N° 02.....	82
Figure V-9 : Schéma de ferrailage de voile 02	84
Figure V-10 : Vue 3D de Ferrailage de Voile N°02	85
Figure V-11 : Schéma de Voile N° 03.....	87
Figure V-12 : Schéma de linteaux de voile 03.....	89

CHAPITRE V: ETUDE DES FONDATIONS

Figure VI-1 : Schéma des efforts normale sur les poteaux	92
Figure VI-2 : Schéma de La contrainte σ_{xx}	94
Figure VI-3 : Schéma de La contrainte σ_{yy}	95
Figure VI-4 : Schéma de le moment M_{xx}	95
Figure VI-5 : Schéma de moment M_{yy}	96
Figure VI-6 : Schéma A_s appuis direction x.....	96
Figure VI-7 : Schéma A_s appuis direction y.....	97
Figure VI-8 : Schéma A_s travée direction x.....	82
Figure VI-9 : Schéma A_s travée direction y	84
Figure VI-10 : les plans de coffrage et ferrailage du radier et des nervures	99

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I-1 : Caractéristique géométrique de l'ouvrage.....	2
Tableau I-2 : Composition moyenne du béton	3

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau II-1 : Dimensions de plancher à corps creux	14
Tableau II-2 : Dimensions des nervures	14
Tableau II-3 : Dimensions des voiles.....	16
Tableau II-4 : Surcharges d'exploitations Q.....	19

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III-1 : Moments est efforts normaux de l'acrotère.....	21
Tableau III-2 : Ferrailage de paillasse à ELU	30
Tableau III-3 : Ferrailage des balcons.....	43
Tableau III-4 : Charges supporté par Les poutrelles.....	45
Tableau III-5 : Différents efforts pour l' ELU	47
Tableau III-6 : Différents efforts pour l' ELS	47
Tableau III-7 : Ferrailage des poutrelles de tous les étages.....	48

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Tableau IV-1 : Catégorie du site	54
Tableau IV-2 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structural.....	54
Tableau IV-3 : Type de remplissage	55
Tableau IV-4 : Valeurs des pénalités P_q	56
Tableau IV-5 : Les modes CQC	59
Tableau IV-6 : Les périodes et Les facteurs de participation massique	60
Tableau IV-7 : Déplacement relatif x.....	61
Tableau IV-8 : Déplacement relatif y.....	61
Tableau IV-9 : l'effet $P \Delta$ / Vérifiée selon x.....	63
Tableau IV-10 : l'effet $P \Delta$ / Vérifiée selon y	63
Tableau IV-11 : Vérification spécifique sous sollicitations normales	66

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES PORTIQUES :

Tableau V-1 : Donnés de calcul de ferrailage des poutres.....	67
Tableau V-2 : Ferrailages des poutres transversales	68
Tableau V-3 : Ferrailages des poutres longitudinales.....	70
Tableau V-4 : ferrailages les poteaux.....	74

CHAPITRE VI: ETHDE DES FONDATIONS

Tableau V-1 : Résumé des résultats du ferrailage.....	98
--------------------------------------------------------------	----

INTRODUCTION GENERALE

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voile en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial en (R+5) implanté à la Wilaya d'Annaba qui classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (zone IIa). Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on à utiliser le code national « règlement parasismique algérien RPA99 ».

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

Le premier chapitre, qui est consacré pour le présentation de l'ouvrage

Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure et descente des charges.

Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.

Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.

Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.

Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I. Présentation de l'ouvrage:

I.1. Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment C+5 le RDC commerciale et les 5 étages à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à « Annaba » classée par le règlement parasismique algérien « RPA 99 VERSION 2003 » comme une zone de sismicité moyenne « **zone II a** ».

I.2. Caractéristique géométrique :

L'ouvrage a les caractéristiques géométriques suivantes :

Longueur totale	28.8 [m]
Largeur totale	19.20 [m]
Hauteur totale	19.64 [m]
Hauteur d'étage courant	3.06 [m]
Hauteur de RDC	3.74 [m]

Tableau. I.1

I.3. Conception : Tapez une équation ici.

Systeme porteur :

La structure est composée d'une ossature en béton armé pour laquelle on propose pour son contreventement les variantes différentes :

- Par noyaux en béton armé.
- Contreventement par des voiles en béton armé.
- Portique (poteau – poutre).

Les planchers :

Dans notre projet il y a deux types de plancher :

- ✓ Des dalles pleines en béton armé assurant une grande rigidité horizontale et une sécurité contre l'incendie.
- ✓ Des planchers en corps creux, reposant sur des poutrelles.

Les escaliers :

L'accès aux étages supérieurs s'effectue par :

- ✓ Escaliers à paillasse adjacentes et escaliers à paillasse orthogonales.

- **Maçonneries :**

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi externe de 10cm d'épaisseurs et une paroi interne de 10cm d'épaisseur ; les deux parois étant séparées par un vide de 5cm d'épaisseurs, pour les murs intérieurs une cloison simple de 10cm d'épaisseur.

- **Revêtement :**

Le revêtement est constitué par :

- ✓ Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Céramique pour la salle d'eau.

I.4. Caractéristiques des matériaux :

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué à partir d'hypothèse des études qui tiennent compte, en particulière, des caractéristiques, physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton, acier).

Les caractères des matériaux concernent :

- ✓ Les résistances caractéristiques à la compression et à la traction.
- ✓ Les déformations (allongement et raccourcissement).
- ✓ Les diagrammes déformations contraintes.

I.4.1. Béton :

I.4.1.1. Composition moyenne du béton :

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à « 25 MPA. »

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 l	400 l	8 sacs	180 l
Poids (Kg)	1200	600	400	180

Tableau. I.2

I.4.1.2. La résistance caractéristique du béton :

- En compression « f_{cj} » C.B.A 93 [A-2-1-1-1].

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{cj} = 25 [MPa]$

À un âge $j < 28$ jours : $f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83 j} f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40 [MPa]$

- En traction « f_{tj} » C.B.A 93 [A.2.1.1.2].

La résistance caractéristique à la traction du béton $f_{tj} = 2.1 [MPa]$ déduite de la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

I.4.1.3. Déformation longitudinales du béton :

- Déformations instantanées « E_{ij} » C.B.A.93 [A.2.1.2.1].

$E_{ij} = 32164.2 [MPa]$, déduite de la formule : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$ pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

- Déformations différées « E_{vj} » C.B.A.93 [A.2.1.2.2].

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$, Dans notre cas : $E_{vj} = 1.08 \times 10^4 [MPa]$, pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

I.4.1.4. Coefficient de poisson C.B.A [A.2.1.3] :

- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

I.4.1.5. Diagrammes déformations –contraintes de béton C.B.A.93 [A.4.3.4] :

On distingue (figure) :

- Le diagramme « parabole rectangle » ;
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi ;
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

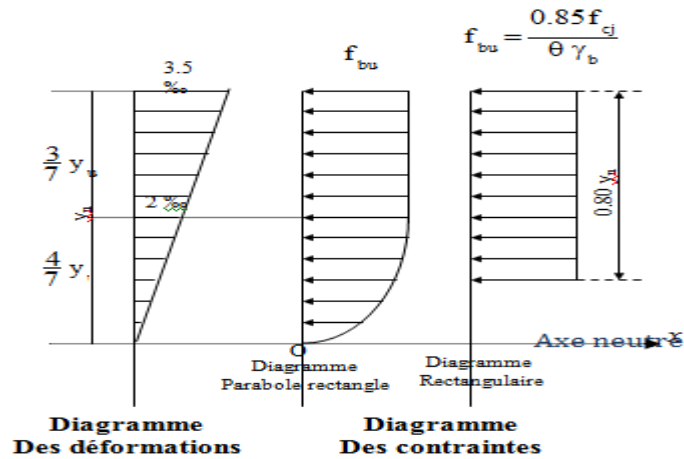


Figure. I.1

Notations :

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5

f_{bu} : Contrainte de calcul

Le coefficient θ prend les valeurs :

- 1 pour une durée d'application des charges > 24h
- 0.9 Pour $1h \leq \text{durée} \leq 24h$
- 0.85 Si durée < 1h

I.4.1.6. Les contraintes limites :

- Etat limite ultime C.B.A 93 [A.3.3.2] :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \text{ Dans notre cas : } f_{bu} = 14.17 [MPa]$$

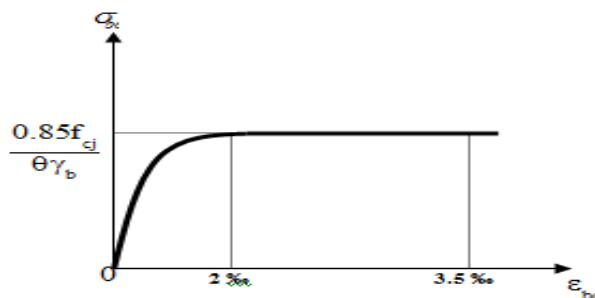


Figure I.2: diagramme contrainte –déformation du béton a L'ELS

Notations:

$\theta = 1$ durée > 24 h

$\theta = 0.9$ 1h < durée < 24 h $\theta = 0.85$ durée < 1 h

$\gamma_b = 1.5$ Combinaisons courantes.

$\gamma_b = 1.15$ Combinaisons accidentelles.

Etat limite de service :

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa]$.

Contrainte limite de cisaillement :

$\bar{\tau}_u = 3.33 [MPa]$ Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5 [MPa]$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

I.4.2. Acier :

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

- Les ronds lisses de nuance *FeE215* pour les armatures transversales.
- Les barres hautes adhérence de nuance *FeE400* pour les armatures longitudinales.
- Les treillis soudés ($\Phi 6$) pour les hourdis des planchers à corps creux.

I.4.2.1. Module d'élasticité longitudinale :

Est près égale : $E_s = 2 \times 10^5 [MPa]$

I.4.2.2. Contraintes limites :

Etat limite ultime: ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} \begin{cases} \text{Barre lisse : } \sigma_s = 186.96 [MPa] \\ \text{Barre H.A : } \sigma_s = 347.83 [MPa] \end{cases}$$

$\gamma_s = 1.15$ Combinaisons courantes.

$\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles.

Etat limite de service : ELS :

✓ Cas de fissuration peut préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e$, dans notre cas

$$\bar{\sigma}_s = 266.67 [MPa]$$

✓ Cas de fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}$, dans notre cas

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 [MPa]$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour rondes lisses ;

$\eta=1.6$ pour acier HA ;

I.4.2.3 Diagramme déformations contraintes :

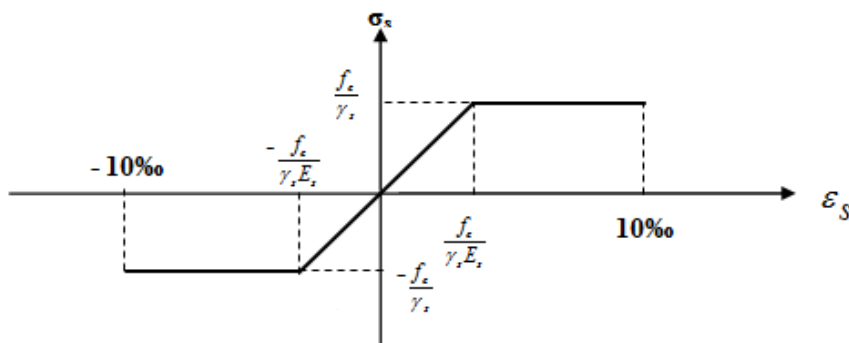


Figure I.3 Diagramme de contrainte- déformation

I.5. Hypothèses de calcul des sections en béton armé:

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.

E.L.U :

- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5 ‰ en flexion et 2‰ en compression simple.

- On peut supposé concentré en son centre de gravité la section d'un groupe de Plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

E.L.S :

- Le béton et l'acier sont considérés comme des martiaux élastiques.
- L'aire de l'acier est concentre en son centre de gravité.
- Le coefficient d'équivalence $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ est fixé forfaitairement $\eta = 15$.

I.6. Les plans architecture de projet :

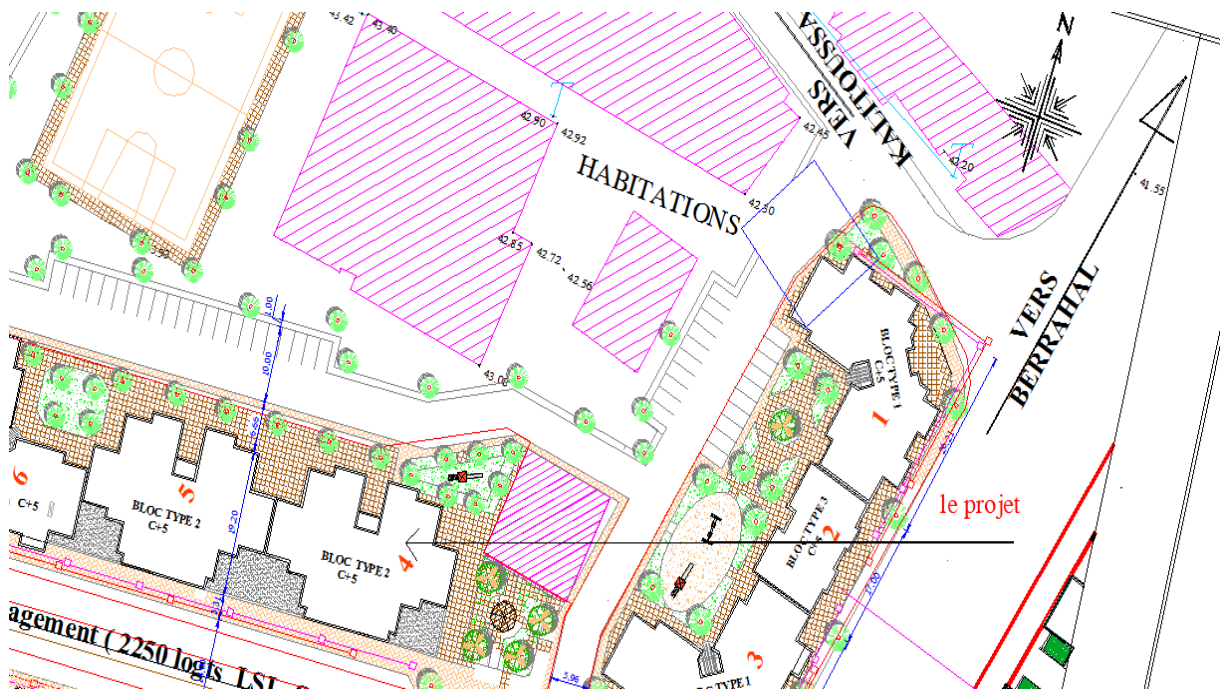


Figure I.4: Plan de masse C+5 de la structure

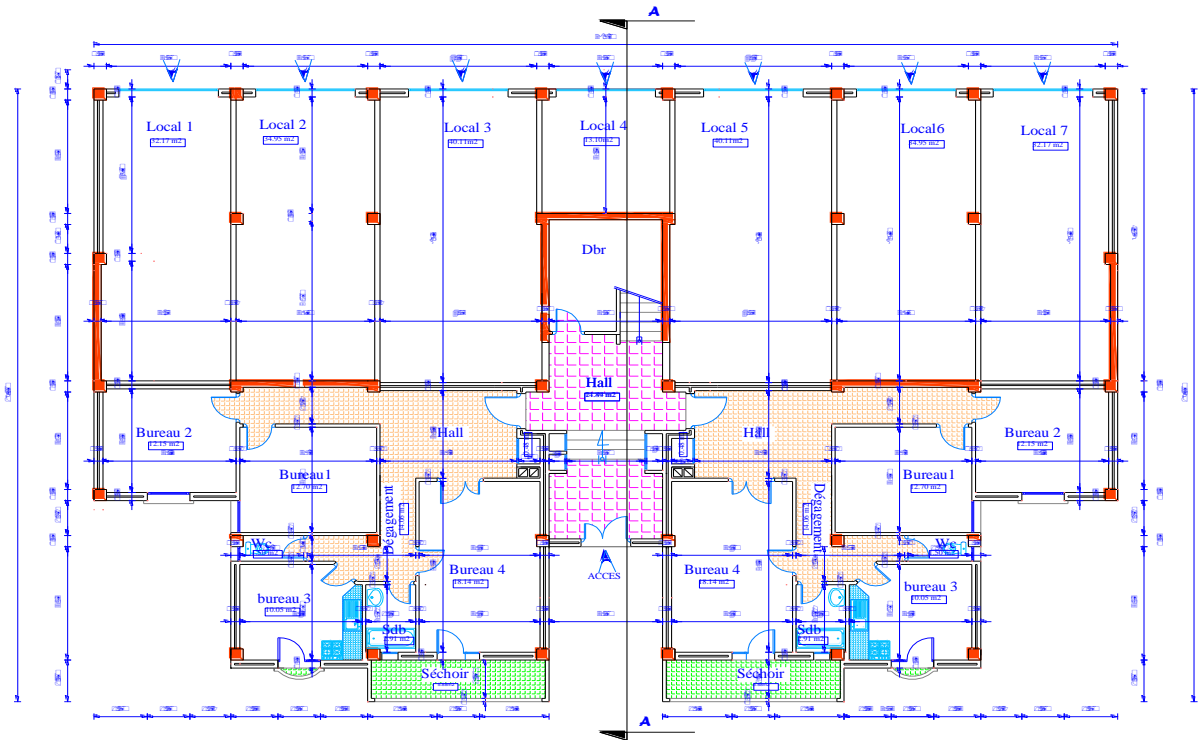


Figure I-5: vue en plan niveaux RDC de la structure

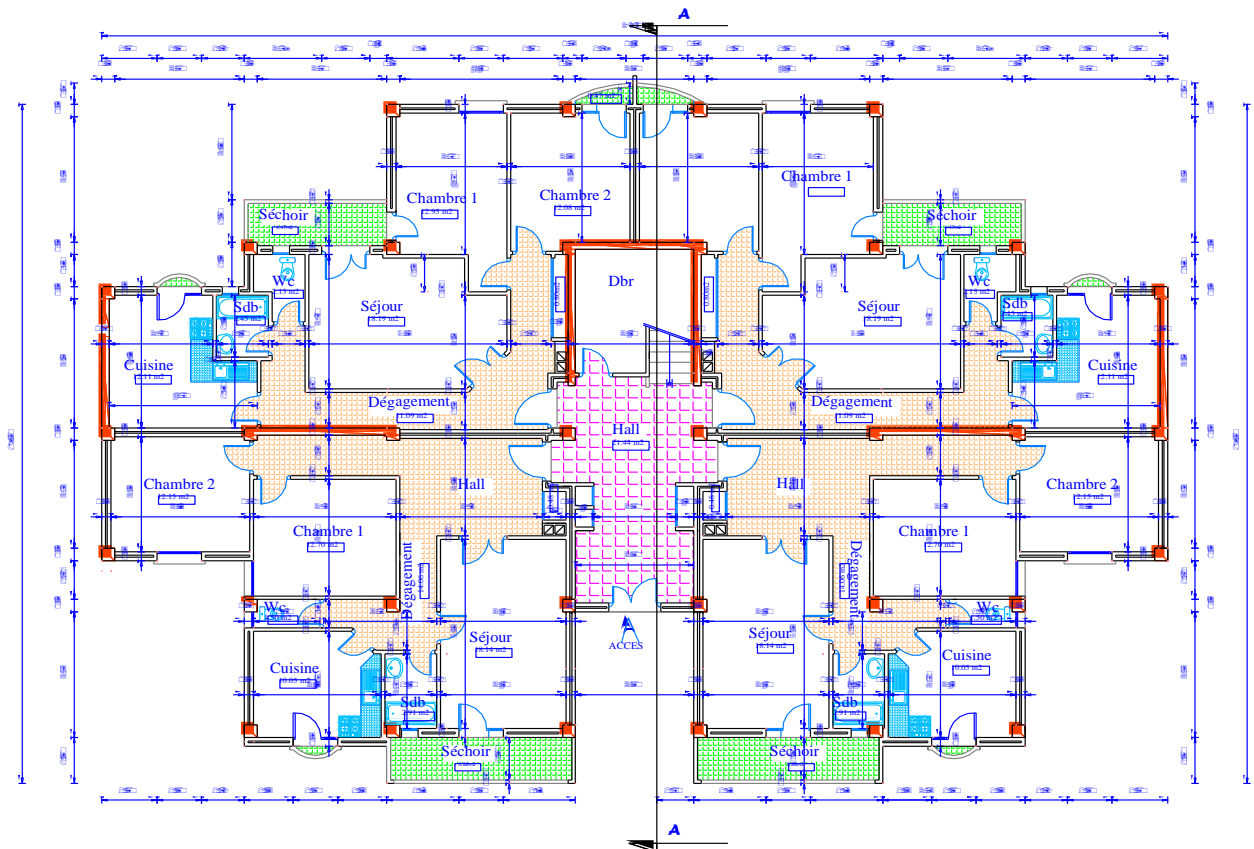


Figure I-6: vue en plan niveaux étage courant de la structure

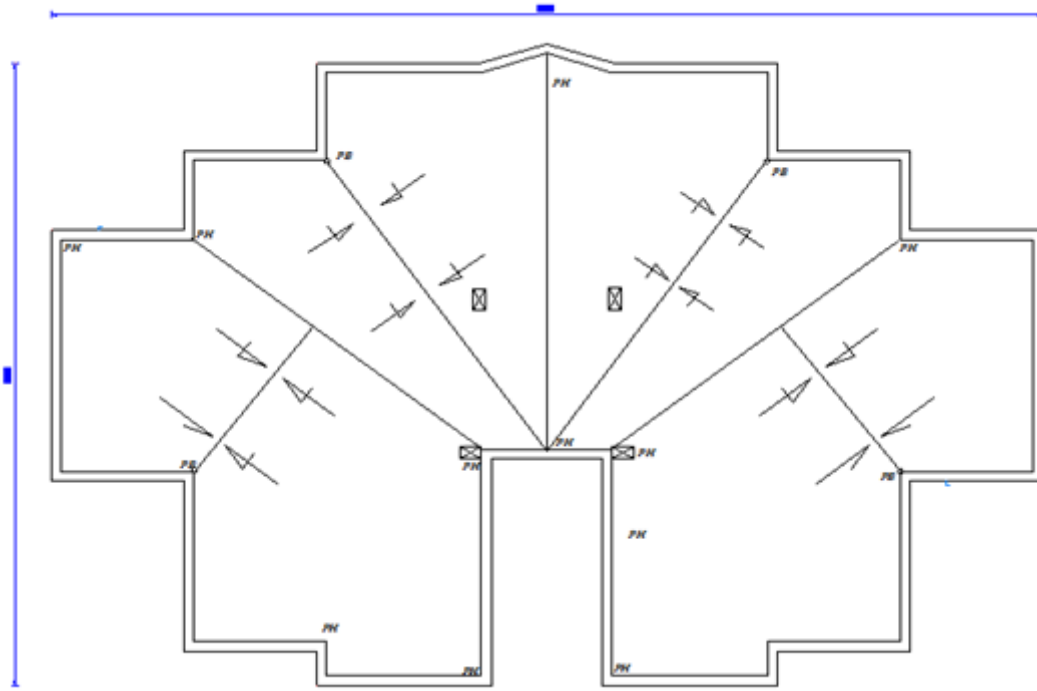


Figure I-7: vue en plan de toiture de la structure



Figure I-8 :vue en plan de la façade principale de la structure

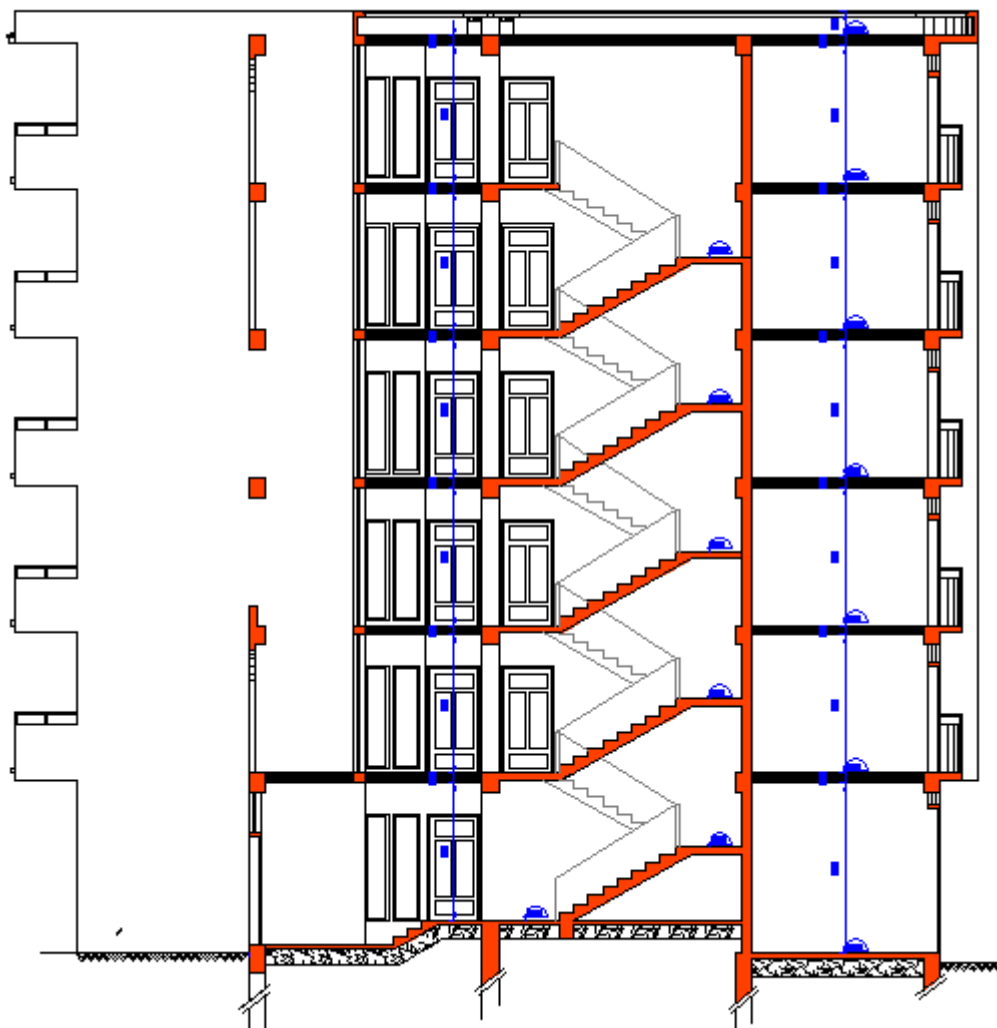


Figure I-9 :Coupe A-A de la structure

II. Pré dimensionnement des éléments :

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/version 2003 et le BAEL.93.

Dans ce chapitre, on va faire le pré dimensionnement de chaque type d'élément.

II.2. Les poutres :

II.2.1. Selon les Règles de BAEL93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{Longueur maximal de la poutre} \\ h : \text{Hauteur de la poutre} \\ b : \text{Largeur de la poutre} \end{array} \right.$

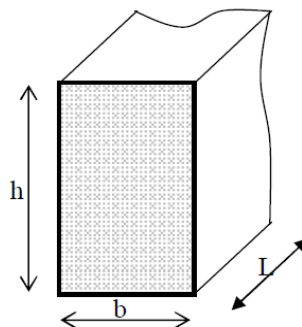


Fig. II.1. Dimensions de poutres

II.2.2. Selon les régies de l'RPA99 :

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003 suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ b/h \leq 4 \end{array} \right.$$

$$B_{\max} = 1,5h_1 + b_1 \leq \text{Max} (b_1/2 ; h_1/2)$$

Cas A :

Cas b :

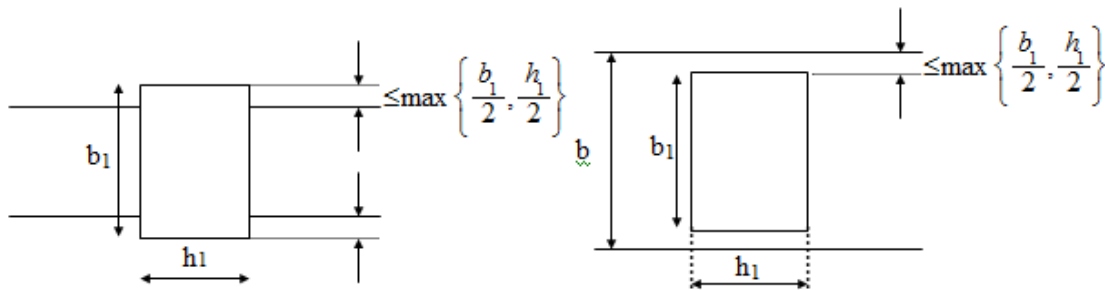


Fig. II.2. Dimensions à respecter pour les poutres

Nous prendrons pour :

➤ la poutre principale (longitudinale) :

$L_{max} = 525 \text{ cm}$ $35 \leq h_t \leq 52.5$

On prend: $h_t = 45 \text{ cm}$.

$13.5 \leq b \leq 31.5$

On prend: $b = 30 \text{ cm}$.

$h \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow h = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$
 $b \geq 20 \text{ cm} \Leftrightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$
 $h/b \leq 4 \Leftrightarrow 45/30 \leq 4 \Leftrightarrow 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{OK}$

conditions du RPA est vérifiée

➤ La poutre secondaire (transversale):

$L_{max} = 475 \text{ cm}$ $31.66 \leq h_t \leq 47.5$

On prend: $h_t = 40 \text{ cm}$

$12 \leq b \leq 28$

On prend: $b = 30 \text{ cm}$.

$h \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$
 $b \geq 20 \text{ cm} \Leftrightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$
 $h/b \leq 4 \Leftrightarrow 40/30 \leq 4 \Leftrightarrow 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{OK}$

conditions du RPA est vérifiée

II. 3. Les planchers :

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

II.3.1.Plancher à corps creux :

On appelle plancher nervurée l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant: C.B.A.93 [B.6.8.2.4]

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{Avec : } L : \text{ plus grande portée libre}$$

h_x (cm)	$\frac{L_x}{22.5}$ (cm)	h_t (cm)
440	19.55	20 (16+4)

Tableau.II.1

Les nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants :

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$;

$$\text{Avec : } b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right\} \Rightarrow b_1 = \min \{ 27.5, 44 \} \text{ Soit } b = 65 \text{ cm , } d = 0.9h_t$$

Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	4cm
Epaisseur de l'entrevous	16cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur des nervures (b_0)	12cm
Hauteur utile de la section (d)	18cm
Distance entre nus de deux nervures (L_0)	55cm
Largeur de la nervure (b)	65cm

Tableau .II.2

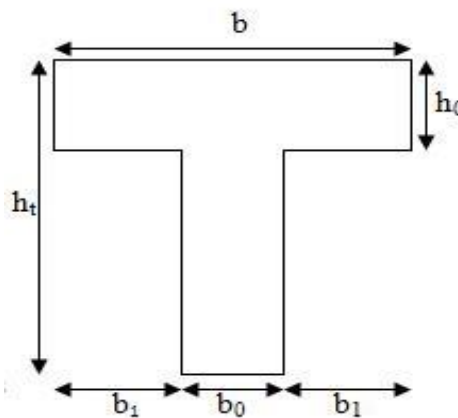


Figure II.3. Coupe transversale (section en T)

II.4 Les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003 . Ils servent d'une part a contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part a reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu' 'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte. Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.)

D'après le RPA 99/version 2003, article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{Porte du voile.} \\ e : \text{Epaisseur du voile.} \end{array} \right.$

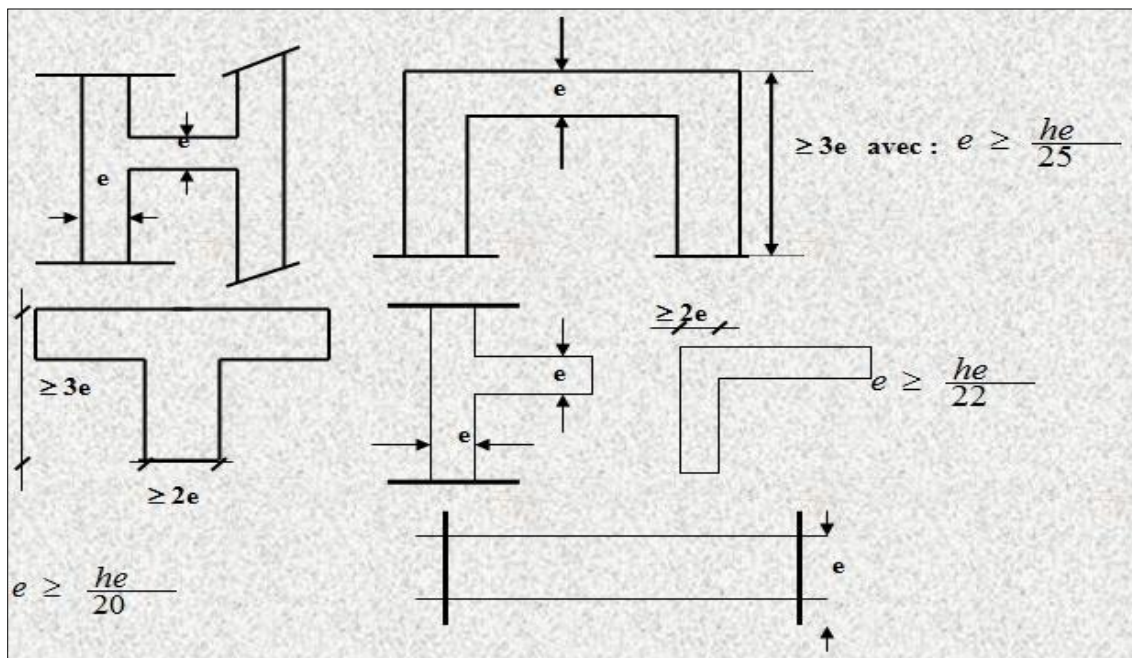


Fig. II.4. Coupe de voile en plan

➤ L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivante :

$$a \geq \text{Max}\{ h_e/25 , h_e/22 , h_e/20\}$$

➤ L'épaisseur minimale est de 15cm. (RPA 99 version 2003 page 56).

	RDC	Etage courant
h_e (cm)	354	286
a (cm)	17,7	14,3

Tableau .II.3

Alors on prend une épaisseur égale à : $e = 20\text{cm}$

II.5. Charges et surcharges :

II.5.1. Charges permanentes G [D.T.R B.C.22] :

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduit des plans et du poids volumique des matériaux les constituantes.

• **Plancher terrasse non accessible (corps creux) :**

- protection en gravillons rous..... $0.05 \times 1700 = 85 \text{ kg / m}^2$
- Etanchéité multicouche $0.02 \times 600 = 12 \text{ kg / m}^2$
- Forme de pente..... $0.08 \times 2000 = 160 \text{ kg / m}^2$
- Isolation thermique en liège..... $0.04 \times 400 = 16 \text{ kg / m}^2$
- Plancher à corps creux (16+4)..... 280 kg / m^2
- Enduit en plâtre $0.02 \times 1300 = 26 \text{ kg / m}^2$

G = 579kg/m²

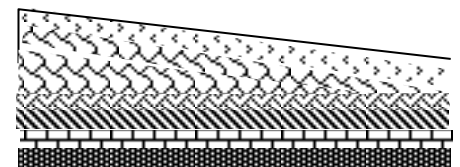


Fig. II.5 -Coupe de plancher terrasse non accessible -corps creux-

• **Plancher étage courant et RDC (corps creux) :**

- Cloisons intérieurs..... 100 kg / m^2
- Revêtement en Carrelage..... $2200 \times 0.02 = 44 \text{ kg / m}^2$
- Mortier de pose..... $2000 \times 0.02 = 40 \text{ kg / m}^2$
- Lit de sable $1800 \times 0.03 = 54 \text{ kg / m}^2$
- Plancher à corps creux (16+4)..... 280 kg / m^2
- Enduit de plâtre..... $1300 \times 0.02 = 26 \text{ kg / m}^2$

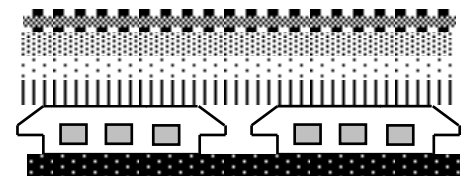


Fig. II.6 -Coupe de plancher étage courant -corps creux-

$$G = 544\text{kg/m}^2$$

• **L'acrotère :**

Section transversale de l'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} \Rightarrow S=0.069 \text{ m}^2$$

Poids propre = $0.069 \times 2500 = 172.5 \text{ kg/ml}$

Revêtement en enduit de ciment = $0.02 \times 2000 [0.6+0.2+0.08+0.1+0.5] = 59.2 \text{ kg/m}$

$$G = 231.70 \text{ kg/ml}$$

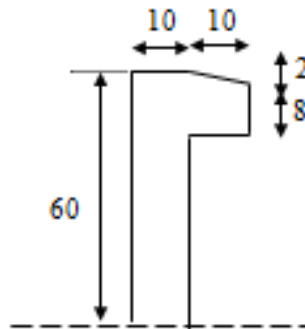
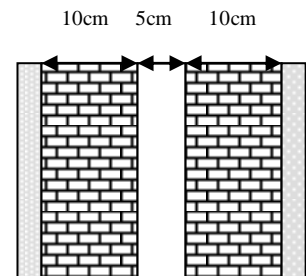


Fig. II.7 Coupe transversale d'un acrotère.

• **Cloisons extérieures :**

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double cloison.

- Enduit extérieur $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg /m}^2$
- Briques creuses (10 cm)..... $0.10 \times 1200 = 120 \text{ kg /m}^2$
- Briques creuses (10 cm)..... $0.10 \times 1200 = 120 \text{ kg /m}^2$
- Enduit intérieur $0.015 \times 1300 = 19.5 \text{ kg /m}^2$



$$G=299.5\text{kg/m}^2$$

Fig.II.8

- **Balcon :**

A) pré dimensionnement de la dalle (pratique de BAEL 91) :

La portée du balcon est de 1.2m

✓ condition de flèche :

$$e \geq \frac{l}{10} = 12cm$$

On prend $h_0=12cm$.

B) Evaluation des charges :

- Carrelage 44Kg/m²
- Mortier de pose40 Kg/m²
- Lits de sable..... 54 Kg/m²
- Plancher dalle pleine..... 300 Kg/m²
- Enduit plâtre..... 26 Kg/m²

$$G = 464Kg/m^2$$

- **Escaliers :**

➤ **Escaliers ($\alpha=32.52^\circ$) :**

a) Paillasse

- Poids propre $\frac{2500 \times 0.15 \times 1}{\cos \alpha} = 444.73 \text{ kg/m}$
- Poids des marches $\frac{2200 \times 0.17 \times 1}{2} = 187 \text{ kg/m}$
- Carrelage $2200 \times 0.02 \times 1 = 44 \text{ kg/m}$
- Mortier de pose : $2000 \times 0.02 \times 1 = 40 \text{ kg/m}$
- Revêtement : $\frac{2000 \times 1 \times 0.02}{\cos \alpha} = 47.44 \text{ kg/m}$
- Garde corps métallique : 10 kg/m

$$G = 773.17kg/m$$

b) Pallier :

- Poids propre:2500x0.15x1 =375kg/m
- Carrelage:44 Kg/m
- Mortier de pose:40 Kg/m
- Revêtement :40 Kg/m

$$G = 499 \text{ kg/m}$$

II.5.2. Surcharges d'exploitations Q [D.T.R B.C.22] :

- Plancher terrasse (non accessible)100 kg /m²
- Plancher Etage courant150 kg /m²
- Plancher RDC.....250kg/m²
- Escalier courant (accessible au public)250 kg /m²
- Balcon accessible350 kg /m²

Elément		Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Plancher de terrasse		579 kg/m ²	100 kg/m ²
Plancher d'étage courant		544 kg/m ²	150 kg/m ²
Plancher de RDC		544 kg/m ²	250 kg/m ²
Cloison extérieure		299.5 kg/m ²	-
Balcon accessible		464 kg/m ²	350 kg/m ²
Escalier	Paillasse	773.17 kg/m ²	250 kg/m ²
	Palier	499 kg/m ²	250 kg/m ²

Tableau.II 4

III- Etude des éléments secondaires :

III-1 L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$F = \max (F_p, F_q)$ avec

$F_p = 4AC_pW_p$ (RPA 99 version 2003).

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

F_q : la poussée horizontale $F_q = 100\text{kg/ml}$.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

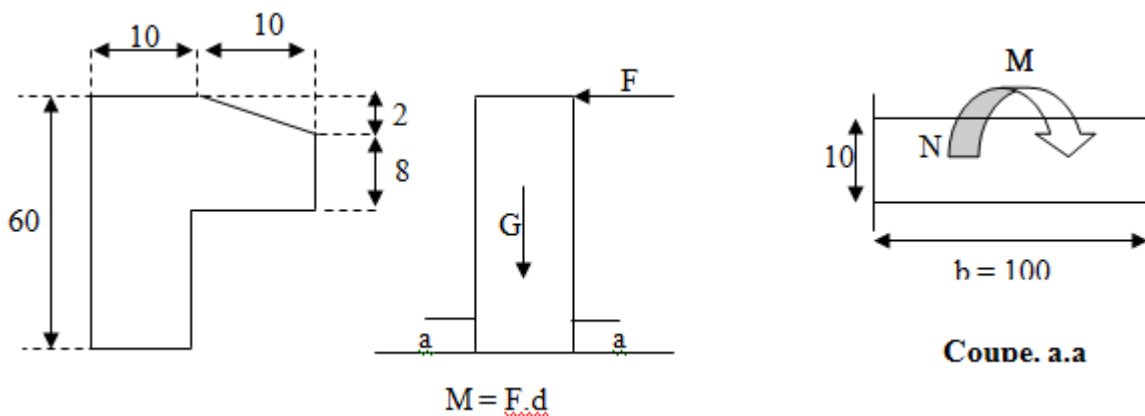


Fig.III.1- les différents coupes de l'acrotère

III-1-1 Calcul des sollicitations :

- Poids propre : $W_p = 231.70 \text{ kg/ml}$
- La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F_p, F_q)$.

$F_q = 100\text{kg/ml}$: poussée de la main courante

$F_p = 4AC_pW_p$: la force sismique.

$A=0.2, C_p=0.8$ (RPA 99) $\Rightarrow F_p=148.29\text{kg/ml}$.

$Q=\max (100 ; 148.29) \Rightarrow Q=148.29\text{kg/ml}$.

- Moments est efforts normaux :
 - ❖ Calcul a ELU : $N_U=1.35 \times W_p$
 $M_u = 1.5 \times F_p \times h$
 - ❖ Calcul a ELS : $N_{ser}=W_p$
 $M_{ser} = F_p \times h$

Désignation	N (daN)	M (daN.m)
ELU	312,80	133,46
ELS	231,70	88,97

Tableau.III.1: Moments est efforts normaux de l'acrotère

III-1-2 Ferrailages :

Calcul d'excentricité :

$$M_u = N_u \cdot e_u \quad \Rightarrow \quad e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{13346}{31280} = 0.42m,$$

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot e_{ser} \quad \Rightarrow \quad e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{8897}{23170} = 0.38m,$$

$$e_0 = h/6 = 0.017m$$

$(e_u, e_{ser}) > e_0 \Rightarrow$ le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression .

Donc la section est partiellement comprimée.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif $M_{au} = N_u \times e_a$ avec (e_a) la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.45 \text{ m}$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100\sigma_s} \left[cm^2\right]$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 312.80 \times 0.45 = 140.76 \text{ dan .m}$$

Moment réduit fictif :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1407.6}{100 \times (8)^2 \times 14.17} = 0.0155$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = 1.5$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma\theta + \frac{49f_c28}{\theta} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.3335$$

$\mu_{lu} < \mu_{bu}$ (Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0195$$

$$A_{u1} = \frac{0.8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu} \times \sigma_s}{f_e} = 0.51 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_u = 0.51 - \frac{3128}{100 \times 347.82} = 0.42 \text{ [cm}^2\text{]}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{d.b.f_{tj}}{f_e} = 0.966 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Alors en prend $A = A_{\min}$ Soit **4HA8 = 2.01cm²**

❖ **Armature de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A_{rep} : \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

✓ Etat limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$b y^2 + 30 A y - 30 d A = 0 \Rightarrow y = 1.92 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y^3 + 15 [A(d - y)^2] = 135046 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 1.26 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_c28 = 15 \text{ MPa} \dots \text{ok}$$

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) = 60.08 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \dots \text{ok}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5F_p = 222.44 \text{ daN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{222.44 \times 10}{1000 \times 80} = 0.028 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{ok}$$

III-1-3 Dessin de ferrailage :

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

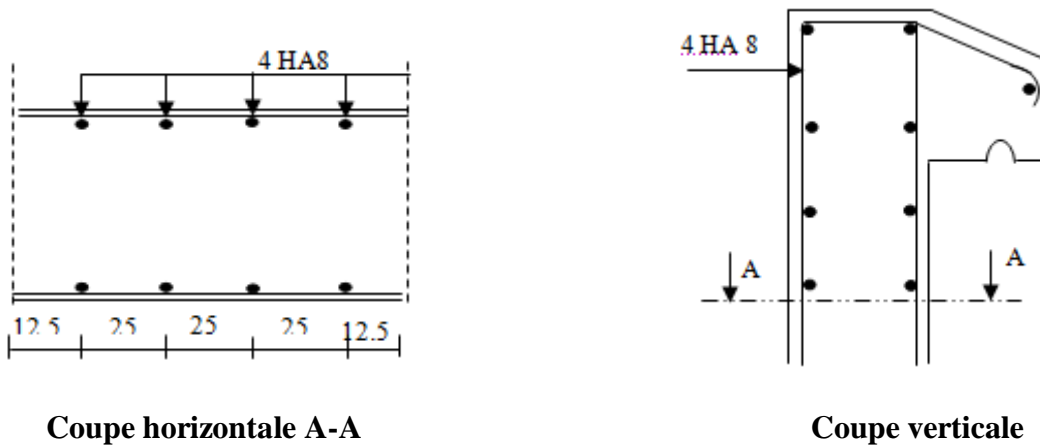


Fig.III.2- Ferrailage de l'acrotère

III-2.Escaliers :

Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H ;
- L'embranchement (largeur utile) E ;
- Son giron g ;
- Sa hauteur de marche h;

a-Hauteur de marche :

Valeur moyenne : $13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$. On prend $h = 17 \text{ cm}$

b-Relation de Blondel :

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel

$$2h + g = 59 \text{ à } 66 \text{ cm}$$

En pratique on prend $g+2h=0.64\text{m}$.

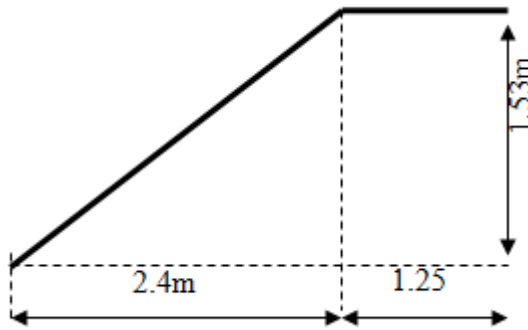


Fig.III.3- Schéma statique d'escalier

III-2-1.Pré dimensionnement de la paillasse et de palier:

- ✓ Hauteur d'étage : **H =3.06m**.
- ✓ Hauteur de gravir =**1.53 m**.
- ✓ Choix de la hauteur de la marche : **h=17cm**
- ✓ Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \Rightarrow \mathbf{n = 18 \text{ marches (9+9)}}$$

- ✓ Détermination de giron à partir de la formule de Blondel on à :

$$L = g(n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = 30\text{cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L1} \Rightarrow L1 = \frac{H}{\sin \alpha} \Rightarrow L1 = 2.85\text{m}$$

Epaisseur de palier d'escalier :

$$\frac{L1}{30} \leq e \leq \frac{L1}{20} ; \Rightarrow 9.5\text{cm} \leq e \leq 14.25 \text{ cm, en prend: } \mathbf{e = 15\text{cm.}}$$

Schéma statique :

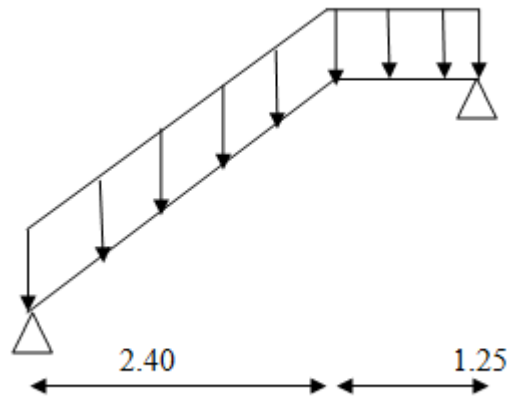


Fig.III.4- Schéma d'escalier sous charges

III-2-2.calcul des sollicitations :

Combinaison de charge :

Paillasse :

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35G_p + 1.5Q = 1.35 \times 7.73 + 1.5 \times 2.5 = 14.18 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$q_s = G_p + Q = 7.73 + 2.5 = 10.23 \text{ KN/m}^2$$

palier de repos :

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35G_p + 1.5Q = 1.35 \times 4.99 + 1.5 \times 2.5 = 10.48 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$q_s = G_p + Q = 4.99 + 2.5 = 7.49 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge équivalente est déterminée comme suit :

➤ **ELU :**

$$q_u^{eq} = \frac{\sum Q_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{(14.18 \times 2.40) + (10.48 \times 1.25)}{2.4 + 1.25} = 12.91 \text{ kn/m}^2$$

➤ ELS :

$$q_{s_{eq}} = \frac{\sum Q_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{10.23 \times 2.40 + 7.49 \times 1.25}{2.40 + 1.25} = 9.29 \text{ kn/m}^2$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = \frac{12.91(3.65)^2}{8} = 21.49 \text{ kn.m}$$

Pour le calcul de M_0 , l'escalier est supposé comme étant une poutre isostatique simplement appuyés aux extrémités.

Pour tenir compte de l'encastrement de l'ensemble on doit multiplier le moment isostatique maximal par « 0.85 » est la valeur de travée sera considérée comme étant le moment en travée. les moments sur appuis sont déterminés par la multiplier par « 0.3 », on applique la méthode de forfaitaire.

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 21.49 \quad M_t = 18.26 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 21.49 \quad M_a = -6.447 \text{ KN.m}$$

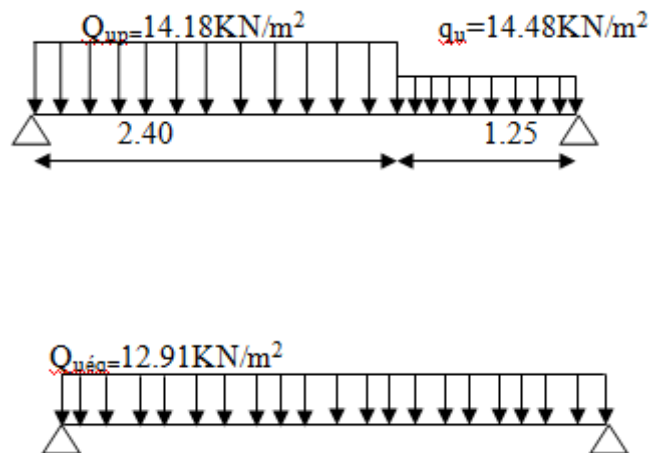
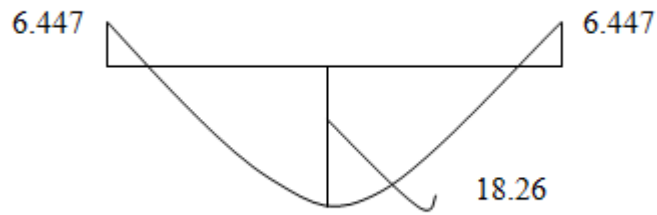


Fig.III.5 Schéma de Combinaison de charge

Diagramme de moment fléchissant :



L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{qu \times l}{2} = 23.56 \text{ KN}$$

Diagramme de l'effort tranchant :



III-2-3.Ferraillage :

E.L.U :

a)En travée :

$$M_{tu} = 18.26 \text{ KN.m}$$

Les données

Matériaux :

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

Coffrage : $b = 1.25 \text{ m}$, $h = 0.15 \text{ m}$, $d = 0.135 \text{ m}$, $c = c' = 0.02 \text{ m}$

Sollicitation : $M_u = 18.26 \text{ KN.m}$

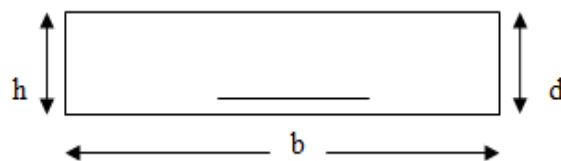


Fig.III.6-Coupe transversale de pailasse

Etapes de calcul :

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.01826}{1.25 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0.057$$

$$\mu_u \leq 0.186 \quad \text{oui}$$

Pivot A section simple armature .

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d \quad , \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \quad d = 0.135 \text{m}$$

$$\alpha_u = 0.073$$

$$Z = 0.131 \text{m}$$

Armature principale :

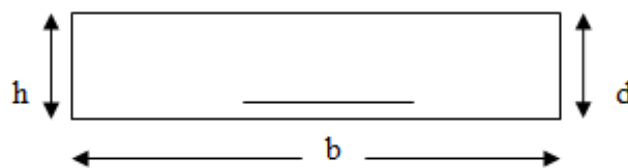
$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.01826}{348 \times 0.131} = 4 \text{cm}^2$$

Donc on adopte : 4HA12 = 4.52cm²

Condition non-fragilité:

$$A_{st\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1.25 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 2.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{stc} > A_{st\min} \quad A_{stf} = A_{stc} = 4.52 \text{cm}^2$$

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 = 3.14cm²

b)En appuis :

$$M_{au} = 6.447 \text{ KN.m}$$

Les données :

Matériaux :

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

Coffrage : $b = 1.25 \text{ m}$, $h = 0.15 \text{ m}$, $d = 0.135 \text{ m}$, $c = c' = 0.02 \text{ m}$

Sollicitation : $M_u = 6.447 \text{ KN.m}$

Etapes de calcul :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.0064}{1.25 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0.02$$

$$\mu_u \leq 0.186 \quad \text{oui}$$

Pivot A section simple armature .

$$\sigma_{s-\frac{f_e}{\gamma_s}} = 348 \text{ MPA}$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d \quad , \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \quad d = 0.135 \text{ m}$$

$$\alpha_u = 0.025$$

$$Z = 0.1331 \text{ m}$$

Armature principale :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0064}{348 \times 0.131} = 1.38 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 4HA10=3.14cm²

Condition non-fragilité:

$$A_{stmin} = \frac{0.23bdft28}{fe} = \frac{0.23 \times 1.25 \times 0.135 \times 2.1}{400} = 2.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{stc} > A_{st \text{ min}} \quad A_{stf} = A_{stc} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01cm²

Designation	M _u	b	D	μ _u	α _u	Z _u	A _{st}	A _{stmin}	A _{st}	A _r	A _r
Unité	(KN.m)	(m)	(m)			(m)	(cm ²)	(cm ²)	adopté	(cm ²)	adopté
Appui	6.447	1.25	0.135	0.02	0.025	0.133	1.38	2.03	4HA10	0.785	4HA8
travée	18.26	1.25	0.135	0.057	0.073	0.131	4	2.03	4HA12	1.13	4HA10

Tableau.III.2: Ferrailage de pailasse à ELU

L'E.L.S :

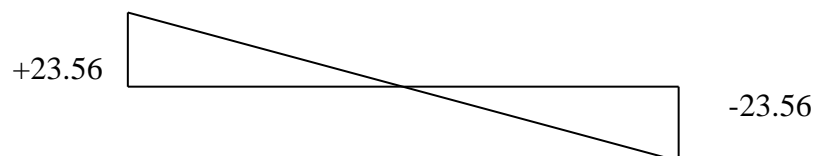
$$M_{s0} = \frac{q \text{é}q.l^2}{8} = \frac{9.29(3.65)^2}{8} = 15.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_0 = 0.85 \times 15.47 \quad M_{st} = 13.147 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = -0.3 M_0 = -0.3 \times 21.49 \quad M_{sa} = -6.447 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = 23.56 \text{ KN}$$



$$\tau = \frac{T_u}{bd} = \frac{0.0235}{1.25 \times 0.135} = 0.13 \text{ MPA}$$

Pour une fissuration peu nuisible $\tau_u \leq \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 5 \text{MPa} \right)$

$$\tau_u \leq \min \left(0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$$

$\tau = 0.13 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$

Vérification de la contrainte du béton :

Généralement si la fissuration est considérée peu préjudiciable , on ne vérifie que la contrainte du béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K_y < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$by^2 + 30(As + As')y - 30(d \cdot As + d' \cdot As') = 0 \quad As' = 0$$

$$by^2 + 30As - 30(d \cdot As) = 0$$

$$125y^2 + 30(4.52)y - 30(13.5 \times 4.52) = 0$$

$$125y^2 + 135.6y - 1830.6 = 0$$

$$\Delta = (135.6)^2 - 4(125)(-1830.6) =$$

$$\sqrt{\Delta} = 966.27$$

$$y = \frac{-135.6 + 966.27}{2(125)}$$

$$y = 3.32 \text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{by^3}{3} + 15(As(d-y)^2) = \frac{125(3.32)^3}{3} + 15(4.52(13-3.32)^2)$$

$$I_0 = 7877.78 \text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_0} = \frac{15.47}{7877.78} = 1.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y = 1.96 \times 3.32 = 6.50 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Donc c'est vérifiée}$$

Vérification de la flèche : (d'après C.B.A.93)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{0.15}{3.65} \geq \frac{1}{16} \quad 0.041 \leq 0.062 \dots \dots \dots \text{non}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \quad \frac{0.15}{3.65} \geq \frac{13.14}{10 \times 15.47} \quad 0.041 \leq 0.084 \dots \dots \dots \text{non}$$

$$3) \frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{Fe} \quad \frac{4.52}{125 \times 13} \geq \frac{4.2}{400} \quad 0.0027 \leq 0.010 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Les condition(1) et (2) ne sont pas vérifiées ,alors il faut calculer la flèche .

Calcul de la flèche:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gv} : la flèche de longue durée à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{pi} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées.

f_{gi} : la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées.

$$G_{\text{éq}} = \frac{(G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}}) + (G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}})}{L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}}$$

$$G_{\text{éq}} = \frac{(773.17 \times 2.4) + (499 \times 1.25)}{2.40 + 1.25} = 708.38 \text{ Kg/m}$$

$$\text{AN : } G_{\text{éq}} = 0.708 \text{ tf/ml}$$

$$P_{ser} = G_{\acute{e}q} + Q_{\acute{e}q} = 0.708 + 0.250$$

$$AN : P_{\acute{e}q} = 0.958 \text{ tf/ml}$$

Calcul du moment due à ou charge permante :

$$M_{tj} = \frac{G_{\acute{e}q} \cdot L^2}{8} = \frac{0.708(3.65)^2}{8} \quad AN : M_{tj} = 1.17 \text{ tf.m}$$

Calcul du moment due à ou charge permanente après mise on place des cloisons :

$$M_{tj} = M_{tg} = 1.17 \text{ tf.m}$$

Calcul du moment due à ou charge permante et charge d'exploitation :

$$M_{tp} = \frac{P_{ser} \cdot L^2}{8} = \frac{0.958(3.65)^2}{8} = 1.59 \text{ tf.m}$$

Calcul de « I_0 » moment d'inertie de la section comprimé profondeur de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(As + As')y - 30(d \cdot As + d' \cdot As') = 0 \quad As' = 0$$

$$by^2 + 30As - 30(d \cdot As) = 0$$

$$125y^2 + 30(4.52)y - 30(13.5 \times 4.52) = 0$$

$$125y^2 + 135.6y - 1830.6 = 0$$

$$\Delta = (135.6)^2 - 4(125)(-1830.6) =$$

$$\sqrt{\Delta} = 966.27$$

$$Y = \frac{-135.6 + 966.27}{2(125)}$$

$$y = 3.32 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{by^3}{3} + 15(A_s(d-y)^2) = \frac{125(3.32)^3}{3} + 15(4.52(13-3.32)^2)$$

$$I_0 = 7877,78 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{125 \times 13} \text{ AN : } \rho = 0.0027$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{2 + 3\left(\frac{b_0}{b}\right)\rho} \quad b_0 = b \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3)0.0027} \quad \text{AN : } \lambda_i = 7.77$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{2 + 3\left(\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 7.77 \quad \text{AN : } \lambda_v = 3.10$$

Les contraintes :

$$1 \text{ercas: } M_g = 1.17 \text{ tf.m} = 11.79 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}(d-y)}{I_0} \quad \text{AN : } \sigma_s = 217.30 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_s) + f_{t28}} \quad \text{AN : } \mu = 0.17$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad \text{AN : } I_{fi} = 3696.91 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{AN : } I_{fv} = 5637.96 \text{ cm}^4$$

Calcul de f_{gi} , f_{gv} :

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{11.79(3.65)^2}{10 \times 32164.20 \times 3696.91 \times 10^3 \times 10^{-7}} \quad \text{AN: } f_{gi} = 0.00132 \text{ m} = 1.32 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{Mg.L^2}{10.Ei.If_i} = \frac{11.79(3.65)^2}{10 \times 10819 \times 5637.96 \times 10^3 \times 10^{-7}} \text{ AN: } f_{gv} = 0.00257 \text{ m} = 2.57 \text{ mm}$$

2^{eme} cas: $M_p = 1.595 \text{ tf.m}$

$$\sigma_s = \frac{15Mser(d-y)}{I_o} \quad \text{AN: } \sigma_s = 293.98 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{(4.\rho.\sigma_s) + ft_{28}} \quad \text{AN: } \mu = 0.30$$

$$If_i = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_i \mu} \quad \text{AN: } If_i = 2601.48 \text{ cm}^4$$

$$If_v = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{AN: } If_v = 4485.27 \text{ cm}^4$$

Calcul de f_{gi}, f_{gv} :

$$f_{gi} = \frac{Mg.L^2}{10.Ei.If_i} = \frac{15.95(3.65)^2}{10 \times 32164.20 \times 2601.48 \times 10^3 \times 10^{-7}} \text{ AN: } f_{gi} = 0.00253 \text{ m} = 2.53 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{Mg.L^2}{10.Ei.If_i} = \frac{15.95(3.65)^2}{10 \times 10819 \times 4485.27 \times 10^3 \times 10^{-7}} \text{ AN: } f_{gv} = 0.00437 \text{ m} = 4.37 \text{ mm}$$

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{gi} + f_{p_i} = 2.57 - 1.32 + 2.53 \text{ AN: } \Delta ft = 3.78 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{3500}{500} \text{ AN: } f_{admissible} = 7 \text{ mm}$$

la flèche totale est donc inférieure à la flèche admissible. Donc la flèche est vérifiée.

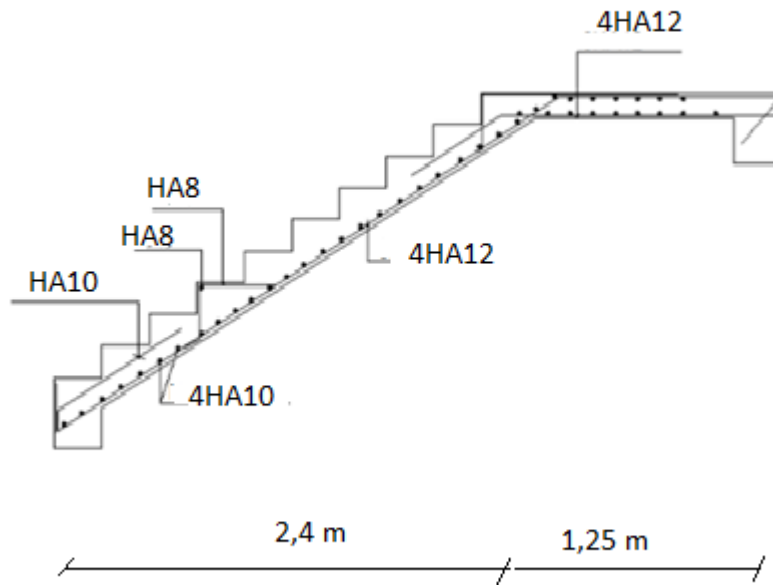


Fig.III.7-Ferrailage des escaliers

III-3-Etude de la poutre palière :

Les poutres palières sont encastées aux extrémités.

1-Prédimensionnement :

$L_{max}=3.55m$

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 23.66 \leq h \leq 35.5$

$0.2h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 7 \leq b \leq 24.5$

On adopte $\begin{cases} h_t=30cm \\ b=25cm \end{cases}$

D’après (RPA99version 2003):

$h_t \geq 30cm \rightarrow h_t=30cm \dots\dots\dots ok$ On prend : $h_t=30cm$.

$b \geq 20cm \rightarrow b=25cm \dots\dots\dots ok$ On prend : $b=25cm$.

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \rightarrow \quad \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{ok}$$

On adopte la dimension de la poutre palière ($b \times h$) = (30× 25)cm².

Dans notre cas, la poutre palière la plus défavorable est celle qui support la consol.

2-Méthode de calcul:

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple, elle est soumise à :

- Sont poids propre g
- la réaction de la volée (P, q).
- Poids du mur extérieur g_m .

3-Evaluation des charges :

. poids propre de la poutre:

$$g = h.b.\gamma = 0.3 \times 0.25 \times 2.5 = 0.18 \text{tf/ml}$$

. la réaction d'escalier:

$$p = p_{eq} \times \frac{l}{2} = 1.291 \times \frac{3.8}{2} = 2.45 \text{tf/ml}$$

$$q = Q \times \frac{l}{2} = 2.5 \times \frac{3.8}{2} = 4.75 \text{tf/ml}$$

. poids du mur:

$$G_m = h.\gamma = 2.21 \times 2.5 = 5.52 \text{tf/ml}$$

4-Calcul de la poutre à la flexion :

Combinaisons d'actions:

$$\text{-E.L.U: } P_u = 1.35 (g + P + G_m) + 1.5q = 18.13 \text{tf/ml}$$

$$\text{-E.L.S: } P_{ser} = g + P + G_m + q = 12.90$$

Calcul du moment maximum :

*Moment maximum en travée:

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{24} = 2.78 \text{t.m}$$

*Moment maximum aux appuis:

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{12} = 5.57 \text{t.m}$$

*L'effort tranchant:

$$T = V_{\max} = p \frac{l}{2} = 15.19$$

5-Ferraillage :

a-Ferraillage en travée :

$$M_u = 2.78 \text{ t.m}$$

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu = 2.78 \cdot 10^5 / (25 \times (27)^2 \times 142) = 0.134 < \mu_r = 0.392$$

On a:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = (400/1.15) = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.18$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 25.056 \text{ cm}$$

$$A = \frac{2.78 \cdot 10^5}{25.056 \times 3480} = 3.18 \text{ cm}^2$$

Soit 3 HA14 = 4.62 cm²

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 < 4.62 \dots \dots \dots \text{CV}$$

b-Ferraillage en appuis:

$$M_u = 5.57 \text{ t.m}$$

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu = 5.57 \cdot 10^5 / (25 \times (27)^2 \times 142) = 0.269 \text{ Tapez une équation ici.}$$

$$\mu < \mu_r \Rightarrow A_s' = 0$$

$$0.186 < \mu < \mu_r = 0.392$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = (400/1.15) = 3480 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$Z=d(1-0.4 \alpha)=22.68\text{cm}$$

$$A=\frac{M_U}{Z \times \sigma_s} = 7,05\text{cm}^2$$

Soit 5HA14 =7,70cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min}=0.23b_0d f_{t28}/f_c$$

$$A_{min}=0.81\text{cm}^2 < 7.70 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérifications

a-Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier; $\tau_u < \bar{\tau}$

$$T=V_{max}=pl/2=15.19/(25 \times 27)=2.25\text{MPA}$$

$$\bar{\tau}=\min\{0.18f_{c28}, 5\text{MPA}\}=4.5\text{MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{CV}$$

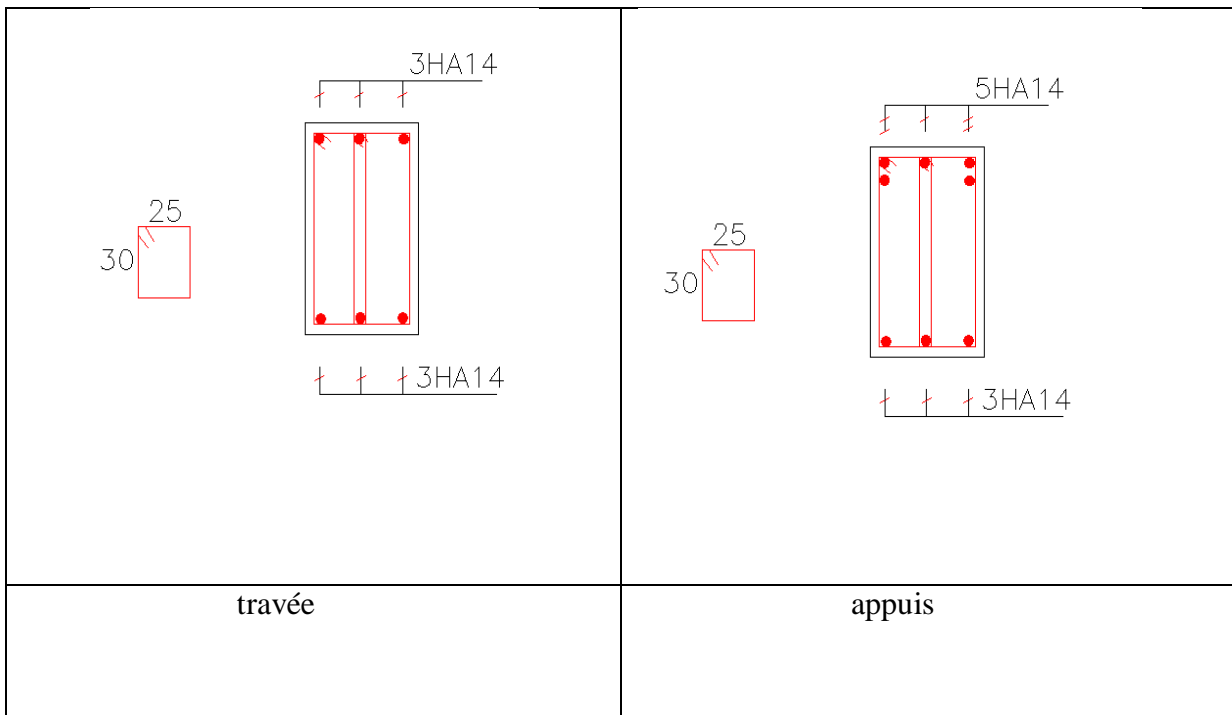


Fig.III.8-Ferraillage de la poutre palière

III-4- Etudes de balcons :

III-4-1.Introduction :

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

Balcons encastés Sur Trois Cotes :

Le balcon est modélisé comme une dalle uniformément chargée encadrée sur trois cotés pour le calcul, on a fait un calcul à l'aide de tables de BARES.

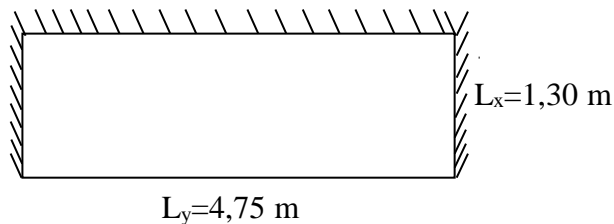


Fig.III.9 - vue en plan des balcons

III-4-2. Pré dimensionnement :

On a : $L_y = 4,75 \text{ m}$; $L_x = 1,30 \text{ m}$

Et on a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,27 > 0,40$

III-4-3. Evaluation des charges :

$$G = 464 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,64 + 1,5 \times 3,50 = 11,51 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = G + Q = (4,64 + 3,50) = 8,14 \text{ kn/ml}$$

III-4-4.Calcul des sollicitations :

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$L_x = 1,3 \text{ m} \leq \frac{L_y}{2} = 2,37 \text{ m}$$

$$L_x \leq \frac{L_y}{2} \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{0y} = \frac{p \cdot L_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{p \cdot L_x^2 \cdot L_y}{2} - \frac{2 \cdot p \cdot L_x^3}{3} \end{array} \right.$$

$$L_x \leq \frac{Ly}{2} \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{0y} = \frac{11,51 \cdot 1,3^3}{6} = 4,2 \text{ kn.m} \\ M_{0x} = \frac{11,51 \cdot 1,3^2 \cdot 4,75}{2} - \frac{2 \cdot 11,51 \cdot 1,3^3}{3} = 43,2 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

a-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85(43,2) = 36,72 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85(4,2) = 3,57 \text{ kn.m}$$

b-Moments aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5(43,2) = -21,6 \text{ kn.m}$$

III-4-5. Le Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur $b = 1\text{m}$ et d'épaisseur $e = 15\text{ cm}$.

En travée :**Sens x-x :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,0367}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,014 \leq \mu_R = 0,392$$

$$A' = 0$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha)d \quad , \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \quad d = 0,135\text{m}$$

$$\alpha_u = 0,19 \quad Z = 0,124\text{cm}$$

Armature principale :

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,0367}{348 \times 0,124} = 8,50 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 6HA14=9,24 cm²

Condition de non fragilité

$$A_{st \min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$0,23 \times 1 \times 0,135 \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$M_{ty} = 3,57 \text{ kn .m}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} = \frac{0,00357}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,0138 \leq \mu_R = 0,392$$

$$A' = 0$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha)d \quad , \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \quad d = 0,135 \text{m}$$

$$\alpha_u = 0,017 \quad Z = 0,134 \text{cm}$$

Armature principale :

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,00357}{348 \times 0,134} = 1,76 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 6HA14=9,24 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 . b . d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$0,23 \times 1 \times 0,135 \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

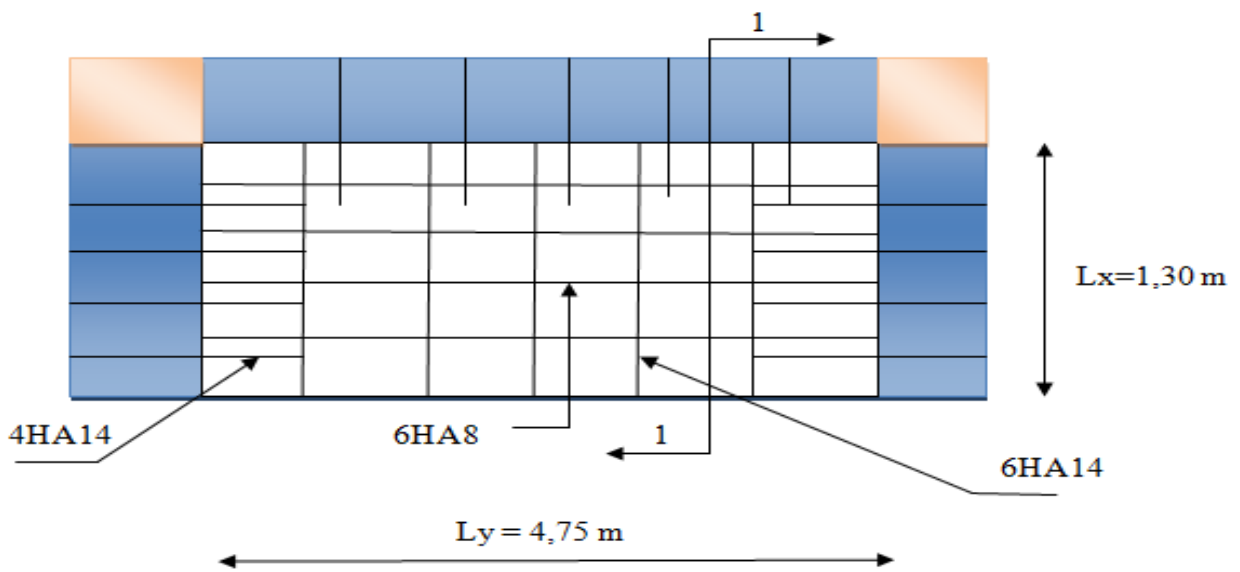
On adopte 6HA8 = 3,02 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

désignation	Sans	M(kn.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	On adopte
Travée	X-X	36,72	8,50	1,63	6HA14
	Y-Y	3,57	1,76	1,63	6HA8
Appuis	X-X	21,6	4,88	1,63	4HA14
	Y-Y				

Tableau III-3 Ferrailage des balcons



-.Plan de ferrailage de balcon (sur 3 coté)-

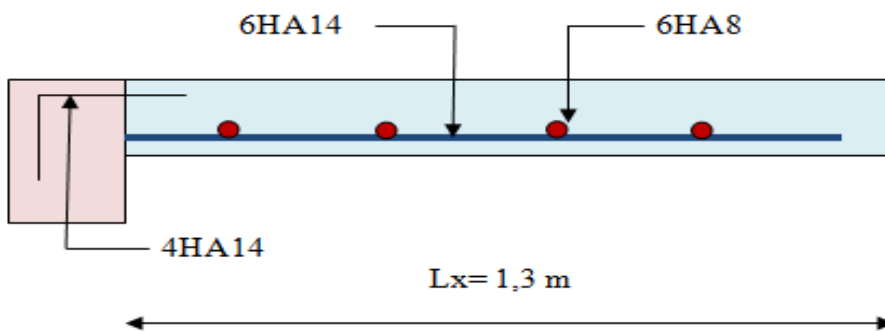


Figure III-10 : Plan de ferrailage des balcons

III.5-Etude des planchers :

III-5-1.Introduction :

les planchers ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, il existe trois types.

III-5-2.Types des planchers :

Les planchers en béton armé peuvent être:

- des dalles réalisées entièrement sur place: dalle pleine, dalle à nervures, dalle à corps creux.... etc. nécessitant la construction d'un coffrage.
- des dalles préfabriquées : dont les éléments préfabriqués constituent en quelque sorte le coffrage.
- des dalles entièrement préfabriquées : qui libérées d'usine, constituent l'élément porteur complet.

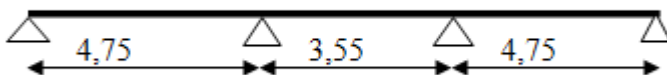
III-5-3.Choix de type de plancher :

Dans notre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages courants dont les raisons sont :

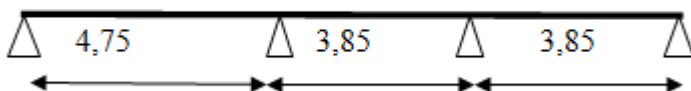
- nature des charges appliquées : absence de charges concentrées importantes.
- il présente l'avantage d'être léger et très économique.
- bonne isolation thermique et acoustique.
- exécution simple et rapide.

III-5-4.Les types des poutrelles:

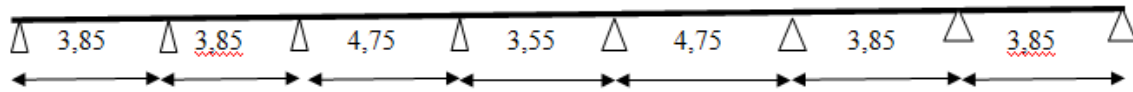
Type1 :



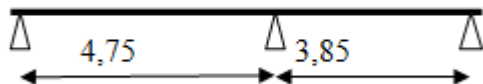
Type 2 :



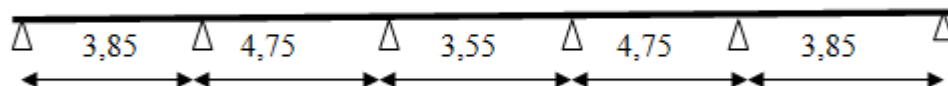
Type 3 :



Type 4 :



Type 5 :



Niveau	G(kn/m ²)	Q(kn/m ²)	b (m)	ELU (kn/ml) (1.35G+1.5Q).b	ELS(kn/ml) (G+Q).b
Terrasse	5,80	1	0,65	6,06	4,42
courant	5,44	1,5	0,65	6,23	4,5

Tableau III-4:Charges supporté par Les poutrelles.

L'utilisation de logiciel Robot :

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas ci-après:

Plancher terrasse :

Type 1 :

ELU :

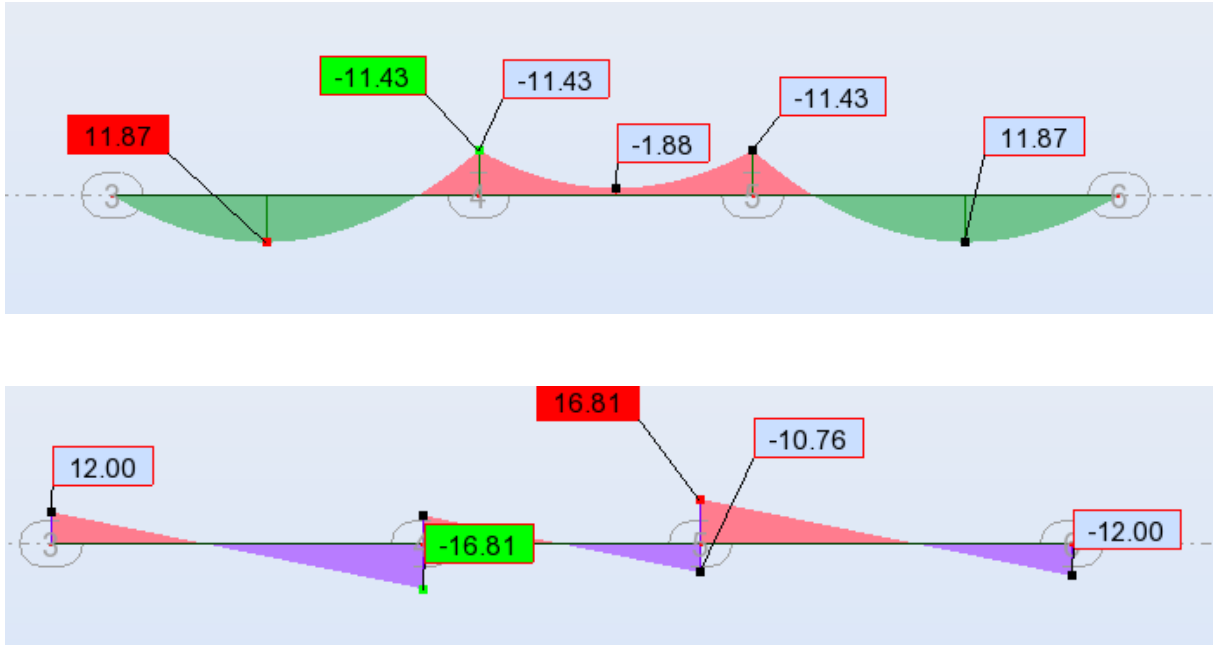


Figure III-11:diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 1

ELS :

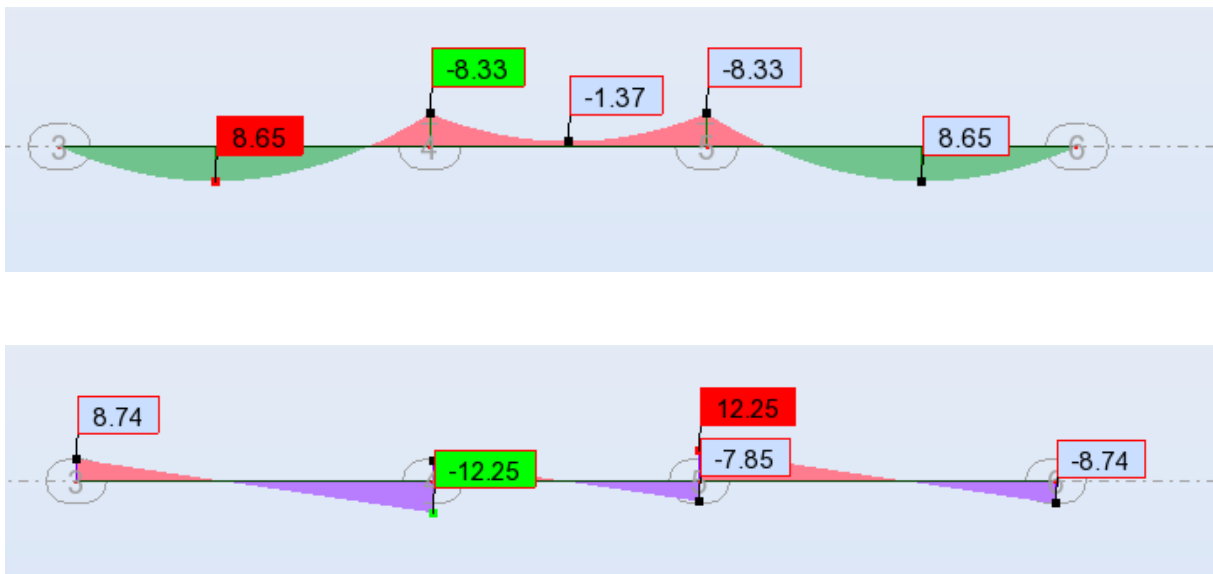


Figure III-12:diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 1

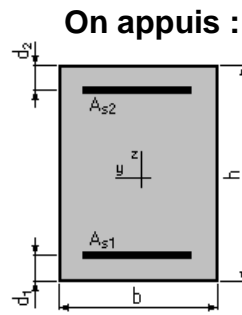
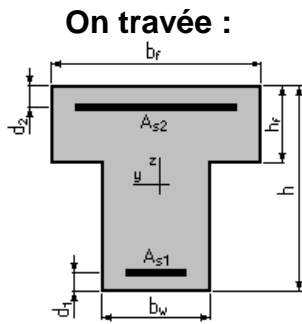
Représentation des résultats de calcul:

plancher	type	M _{appui} (kn.m)	M _{travée} (kn.m)	T(kn)
Terrasse	1	11,43	11,87	16,81
	2	12,67	11,35	17,07
	3	10,02	7,56	14,60
	4	14,68	10,63	17,45
	5	12,11	6,81	15,15
Etage courant	1	11,72	12,17	17,24
	2	13	11,65	17,51
	3	10,28	7,76	14,98
	4	14,85	10,90	17,90
	5	12,42	6,98	15,54

Tableau III-5 Différents efforts pour l' ELU

Plancher	type	M _{appui} (kn.m)	M _{travée} (kn.m)	T(kn)
Terrasse	1	8,33	8,65	12,25
	2	9,24	8,28	12,44
	3	7,30	5,51	10,64
	4	10,55	7,75	12,72
	5	8,83	4,96	11,04
Etage courant	1	8,48	8,80	12,47
	2	9,40	8,43	12,67
	3	7,43	5,61	10,84
	4	10,74	7,89	12,95
	5	8,99	5,05	11,24

Tableau III-6 Différents efforts pour l' ELS



$b_f = 65,0 \text{ (cm)}$

$b = 12,0 \text{ cm}$

$b_w = 12,0 \text{ (cm)}$

$h = 20,0 \text{ cm}$

$h = 20,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$

$h_f = 4,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$

plancher	type	A_s appuis (cm^2)	A_s travée (cm^2)	On appuis Adopte	On travée adopte
Terrasse	1	2,1	1,9	3HA12	2HA12
	2	2,3	1,8		
	3	1,8	1,2		
	4	2,8	1,7		
	5	2,2	1,1		
Etage courant	1	2,1	2	3HA12	2HA12
	2	2,4	1,9		
	3	1,8	1,3		
	4	2,8	1,8		
	5	2,3	1,1		

Tableau III-7-Ferrailage des poutrelles de tous les étages

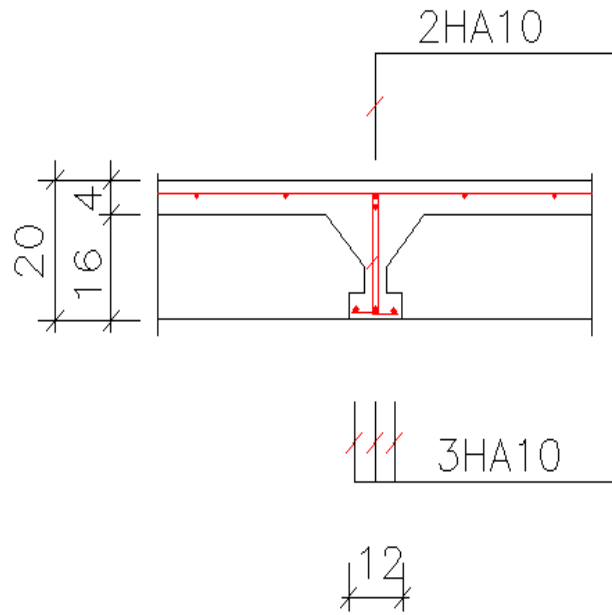
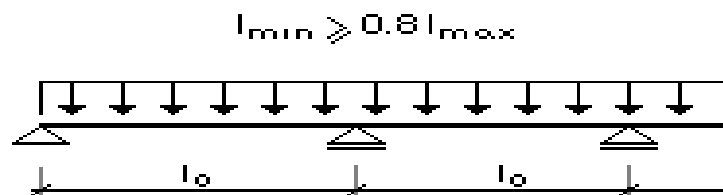


Figure III-13 : -Schéma de ferrailage des poutrelles-

III-5-5.Flèche de la poutre due à la flexion simple :

Schéma statique



travée intermédiaire

$$l_0 = 4,8 \text{ (m)}$$

Hypothèses de calcul :

Facteur de flèche : $\alpha_k = 0,60$

Chargement :

Moment dû à la charge permanente :	$M_g = 6,23$	(kN*m)
Moment dû à la charge totale :	$M_p = 10,02$	(kN*m)
Moment dû aux charges par cloisons :	$M_j = 4,98$	(kN*m)

Section des armatures : $A_{S1} = 2,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $A_{S2} = 1,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Résultats :

Flèche totale : $\Delta f_t = 6,6 \text{ (mm)} < f_{adm} = l_o / 500,00 = 9,6 \text{ (mm)}$

Composantes de la flèche (mm)	μ	σ (MPa)
$f_{gv} = 6,4$	0,52	158,2
$f_{gi} = 3,7$	0,52	158,2
$f_{pi} = 6,6$	0,60	201,6
$f_{ji} = 2,6$	0,44	126,6

Moment d'inertie de la section homogène : $l_o = 22786,1 \text{ (cm}^4\text{)}$

$$\lambda_i = 4,46$$

f_{gv} - flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes

f_{gi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

f_{pi} - flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanentes et variables)

f_{ji} - flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons

Δf_t - flèche nuisible

f_{adm} - flèche admissible

IV .ETUDE SISMIQUE:

IV.1. Objectifs de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet destiner les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente;
- la méthode d'analyse modale spectrale;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

IV.2.1. Condition d'application de la méthode statique équivalente :

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone II b et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.2.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

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

- Hypothèses de calcul.

Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher. Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte

Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

IV.2.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

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.

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale, la méthode statique équivalente sera donnée à titre indicatif.

IV.3. Méthode Statique Equivalente :

IV.3.1. Principe de la méthode :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la structure, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur qui correspondent en générale aux directions principales du bâtiment.

IV.3.2. Modélisation de la structure :

La modélisation du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions est le modèle brochette qui considère, la masse de chaque niveau comme étant concentrée au centre de gravité du plancher. Un seul degré de liberté en translation horizontale est affecté à chaque niveau pour les deux directions.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées des éléments structuraux.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.3. Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

IV.3.3.1. Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération de zone, A, est donné par le tableau [4.1] des RPA 99/Version2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (Tableau [V.1])

Dons notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone II_a donc : **A = 0,15**

IV.3.3.2. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec : $T_2 = 0,40$ sec : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV-1- Catégorie du site

η : Facteur de correction de l'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003. présenté ci-après.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV-2- Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structural

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend $\xi = 10$ %.

D'où : $\eta = 0,76 \geq 0,7$

IV.3.3.3. Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

On a donc :

$$T = \min \left\{ C_T \times h_N^{3/4}; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

Cas N°	System de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau IV-3-Type de remplissage

Donc : $C_T = 0,05$

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

➤ **Pour le sens transversal :**

$$h_n = 19,64\text{m} \quad , \quad D_{trv} = 19,20\text{m}$$

$$T = \min \{0,46\text{s}; 0,40\text{s}\} \quad \Longrightarrow \quad T = 0,40\text{s}$$

$$T \geq T_2 = 0,40\text{s} \quad \Longrightarrow \quad T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2,5(0,76)(0,40/0,40)^{2/3} \quad \Longrightarrow \quad D = 1,9$$

➤ **Pour le sens longitudinal :**

$$h_n = 19,64\text{m} \quad , \quad D_{logt} = 28,8\text{m}$$

$$T = \min \{0,46\text{s}; 0,33\text{s}\} \quad \Longrightarrow \quad T = 0,33\text{s}$$

$$T \geq T_2 = 0,40\text{s} \quad \Longrightarrow \quad T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2,5(0,76)(0,40/0,33)^{2/3} \quad \Longrightarrow \quad D = 2,15$$

IV.3.3.4. Coefficient de comportement global de la structure R :

Selon le tableau [4.3] des RPA99/Version 2003 ; Pour une structure en béton armé à

Contreventement mixtes portique / voiles avec interaction on a : $R = 5$

IV.3.3.5. Facteur de qualité Q :

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau [4.4] des RPA 99/Version. 2003

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau IV.4- Valeurs des pénalités P_q

Donc : $Q = 1+0+0+0+0+0+0,1 = 1,1$

IV.3.3.6. Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec:} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5].des RPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour un bâtiment à usage d'habitant $\beta = 0,20$

IV.3.3.7. Résumé des résultats :

paramètres	A	D_{trn}	D_{lon}	Q	R	W(kn)	T_{trn} (s)	T_{lon} (s)	η
Résultat	0,15	1,9	2,15	1,1	5	27928,07	0,40	0,33	0,76

Donc les calculs seront donnés :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

➤ Pour le sens transversal :

$$V = \frac{0,15 \times 1,9 \times 1,1}{5} \times 27928,07 \quad \Rightarrow \quad V = 1751,09kn$$

➤ Pour le sens longitudinal :

$$V = \frac{0,15 \times 2,15 \times 1,1}{5} \times 27928,07 \quad \Rightarrow \quad V = 1981,5kn$$

IV.4. La Méthode Dynamique Spectrale :

IV.4.1. Principe de la méthode :

Par cette méthode il recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de calcul ces effets sont combinés par la suite pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4.2. Condition d'application :

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.4.3. Modélisation de la structure :

Pour la modélisation de notre structure, on a utilisé le logiciel « ROBOT »

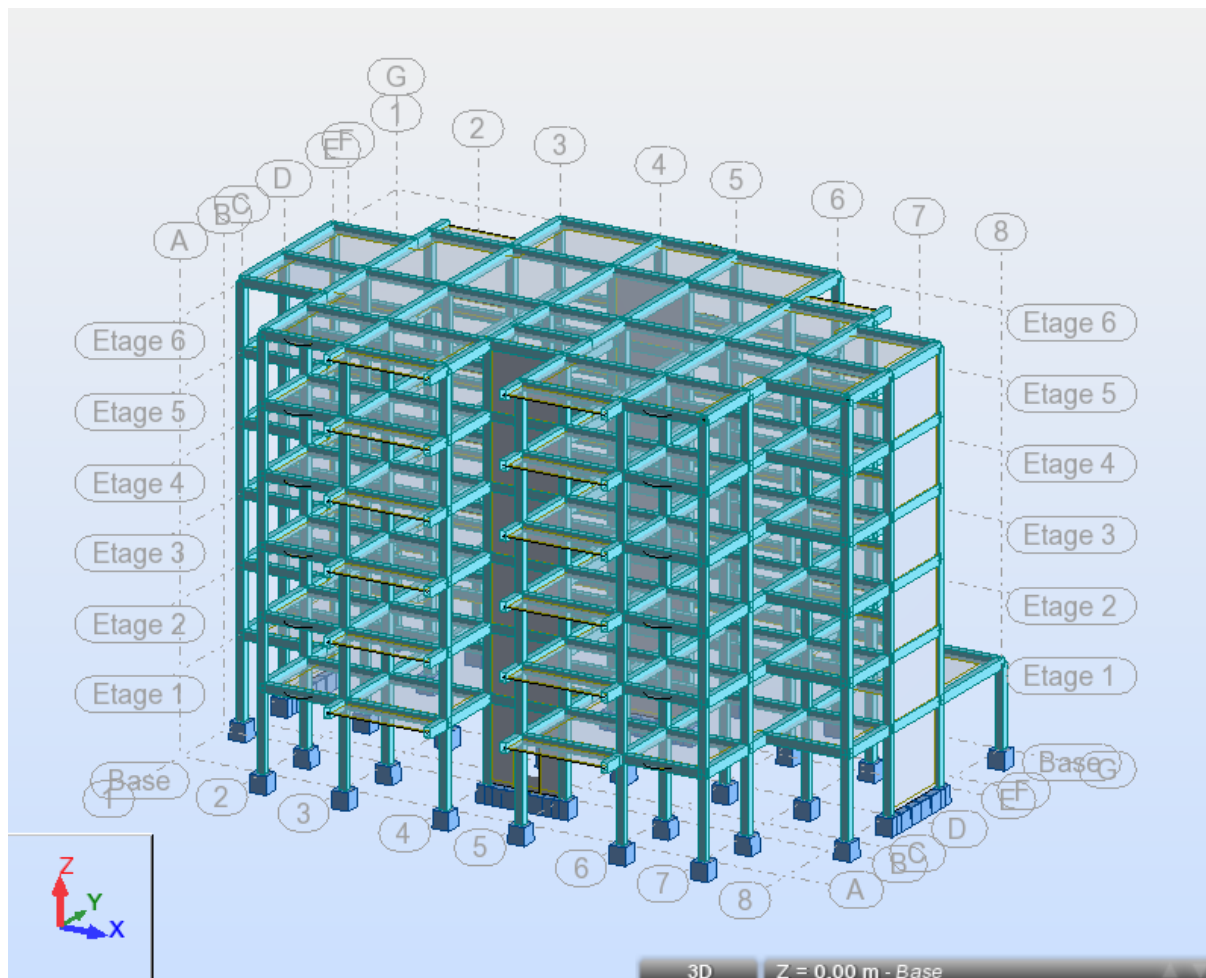


Figure- IV-1-Vue de la structure modélisée -

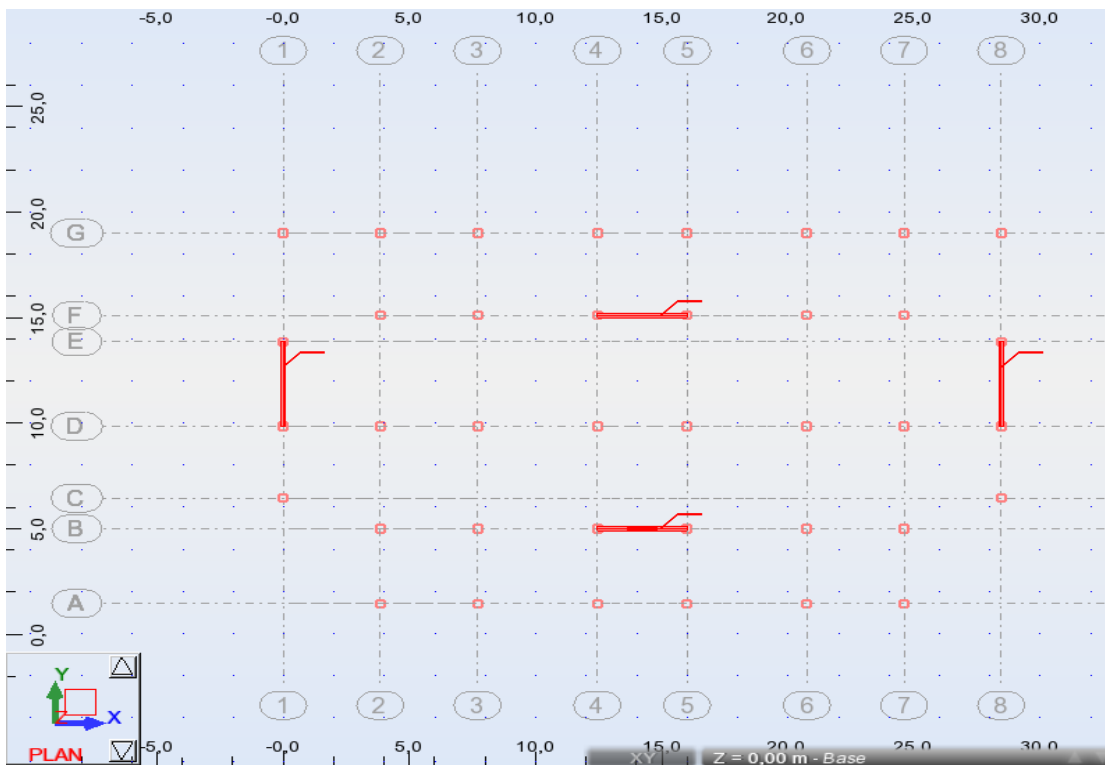


Figure- IV-2-Vue de la disposition des voiles -

IV.4.4.vérifications réglementaires :

On doit vérifier que :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.(RPA99 art.4.3.6)

➤ **Tableau des modes CQC :**

Suivant Ex : 1,1 EX

Modes CQC	Fx (kn)	Fy (kn)	Fz (kn)	Mx (kn.m)	My (kn.m)	Mz (kn.m)
Somme totale	-1443,03	-0,01	1,09	0,00	-733,57	-0,52
Somme des réactions	-1430,07	-0,07	0,00	0,90	-18975,06	14084,13
Somme efforts	1430,06	0,06	0,0	-0,90	18975,18	-14084,14

Tableau IV.5- les modes CQC

Suivant Ey : 1,2 EY

Modes CQC	Fx (kn)	Fy (kn)	Fz (kn)	Mx (kn.m)	My (kn.m)	Mz (kn.m)
Somme totale	0,02	-1638,29	-7,53	672,39	-0,01	0,13
Somme des réactions	0,07	-1620,77	-0,00	21343,71	0,96	-23045,57
Somme efforts	-0,07	1620,78	0,0	-21343,83	-0,96	23045,60

$$\frac{V_{dynamique}}{V_{statique}} \geq 80 \%$$

• **Suivant Ex :**

$$V_{dynq} = 1430,07 \quad \frac{1430,07}{1751,09} = 0,82 \geq 0,8 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

• **Suivant Ey :**

$$V_{dynq} = 1620,78 \quad \frac{1620,78}{1981,5} = 0,82 \geq 0,8 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.U X [kg]	Tot.mas.U Y [kg]
4/ 1	1,63	0,61	73,15	0,00	73,15	0,00	2823300,56	2823300,56
4/ 2	1,73	0,58	73,15	71,85	0,00	71,85	2823300,56	2823300,56
4/ 3	2,52	0,40	73,15	71,85	0,00	0,00	2823300,56	2823300,56
4/ 4	6,46	0,15	92,34	71,85	19,20	0,00	2823300,56	2823300,56
4/ 5	7,22	0,14	92,34	91,63	0,00	19,78	2823300,56	2823300,56
4/ 6	11,19	0,09	92,36	91,63	0,02	0,00	2823300,56	2823300,56
4/ 7	13,74	0,07	98,01	91,63	5,65	0,00	2823300,56	2823300,56
4/ 8	15,55	0,06	98,01	97,62	0,00	6,00	2823300,56	2823300,56
4/ 9	21,72	0,05	99,34	97,62	1,33	0,00	2823300,56	2823300,56

Tableau IV.6- Les périodes et Les facteurs de participation massique

IV.4.5. Justification vis à vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après les résultats de Robot 2014 (on prend le déplacement relatif direct) :

Dans le sens X				
Etage	UX [cm]	Déplacement relatif UX [cm]	1% la hauteur de l'étage en(cm)	Observation
1	0,4	0,4	3,74	c.v
2	1,1	0,6	3,06	c.v
3	1,9	0,8	3,06	c.v
4	2,7	0,8	3,06	c.v
5	3,5	0,8	3,06	c.v
6	Max= 4,3	0,8	3,06	c.v

Tableau IV.7- Déplacement relatif X

Dans le sens Y				
Etage	UY [cm]	Déplacement relatif UY [cm]	1% la hauteur de l'étage en(cm)	Observation
1	0,4	0,4	3,74	c.v
2	1,0	0,6	3,06	c.v
3	1,8	0,8	3,06	c.v
4	2,6	0,8	3,06	c.v
5	3,5	0,8	3,06	c.v
6	Max= 4,3	0,8	3,06	c.v

Tableau IV.8- Déplacement relatif Y

IV.4.6 vérifications au sommée :

$$15\% H_{\text{étage}} \leq UX_{\text{max}}$$

$$0,15 \times 19,64 = 2,94 \text{ cm} \leq 4,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$15\% H_{\text{étage}} \leq UY_{\text{max}}$$

$$0,15 \times 19,64 = 2,94 \text{ cm} \leq 4,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

IV.4.7. Justification vis à vis de l'effet P Δ :

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnelle. Ce Phénomène est appelé « effet PΔ ». D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2° ordre (ou effet PΔ.) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments

Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

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"

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au

Niveau «k-1»

h_k : hauteur de l'étage « k »

Etages	P_k [kn]	$P_{K(cuml)}$ [kn]	$\Delta_x U_x$ [cm]	F_x [kN]	La hauteur de l'étage en cm	$E \leq 0.10$	Observation
1	5458,26	28477,77	0,4	1430,06	374	0,021	c.v
2	4553,70	23019,51	0,6	1315,90	306	0,034	c.v
3	4544,1	18465,81	0,8	1190,07	306	0,04	c.v
4	4535,71	13921,71	0,8	1012,90	306	0,035	c.v
5	4540,28	9386	0,8	784,50	306	0,031	c.v
6	4845,72	4845,72	0,8	489,43	306	0,025	c.v

Tableau IV.9- l'effet P Δ / Vérifiée selon X

		$P_{K(cuml)}$	$\Delta_y U_y$	F_y [kN]	La hauteur		
--	--	---------------	----------------	------------	------------	--	--

Etages	P _k [kn]	[kn]	[cm]		de l'étage en cm	e ≤ 0.10	Observation
1	5458,26	28477,77	0,4	1620,78	374	0,018	c.v
2	4553,70	23019,51	0,6	1486,01	306	0,030	c.v
3	4544,1	18465,81	0,8	1340,52	306	0,036	c.v
4	4535,71	13921,71	0,8	1144,16	306	0,031	c.v
5	4540,28	9386	0,8	894,12	306	0,027	c.v
6	4845,72	4845,72	0,8	566,87	306	0,022	c.v

Tableau IV.10- l'effet P Δ / Vérifiée selon Y

IV.4.8. Vérification au renversement :

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

Avec :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

M_s : Moment stabilisant, M_s= W×L/2

M_r : Moment renversant , M_r = ΣF_i x h_i

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

• Sens longitudinal :

W(KN)	Lx(m)	Lx/2(m)	M _s (kn.m)	M _r (kn.m)	M _s /M _r ≥1,5	Vérification
28233,01	28,45	14,22	401473,40	20014,40	20,06	Codition vérifiée

• Sens transversal :

W(KN)	Ly(m)	Ly/2(m)	M _s (kn.m)	M _r (kn.m)	M _s /M _r ≥1,5	Vérification
28233,01	19,66	9,83	277530,49	22682,66	12,24	Codition vérifiée

IV.4.9. Vérification de L'excentricité accidentelle :

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003**.

$\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette

valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : e accidentelle = 0,05 x Lxi

Sens Y : e accidentelle = 0,05 x Lyi

Lx(m)	Ly(m)	ex 1	ey 1
28,45	19,66	1,42	0,98
28,45	19,66	1,42	0,98
28,45	19,66	1,42	0,98
28,45	19,66	1,42	0,98
28,45	19,66	1,42	0,98
28,45	19,66	1,42	0,98

Sens X : 0,15 x Lxi

$0,15 \times 28,45 = 4,26 \text{ m} \geq ex_0$ Vérifier

Sens Y : 0,15 x Lyi

$0,15 \times 19,66 = 2,94 \text{ m} \geq ey_0$ Vérifier

Nom	G(x,y,z) [M]	R(x,y,z) [m]	15% Lx [m]	ex [m]	observation
Etage 1	14,22 10,69 1,87	14,23 10,06 3,18	4,26	0,00	c.v
Etage 2	14,22 9,79 5,27	14,23 10,05 6,41	4,26	0,00	c.v
Etage 3	14,23 9,79 8,33	14,23 10,05 9,47	4,26	0,00	c.v
Etage 4	14,22 9,80 11,39	14,23 10,05 12,53	4,26	0,00	c.v
Etage 5	14,21 9,80 14,45	14,23 10,05 15,59	4,26	0,02	c.v
Etage 6	14,22 9,75 17,51	14,22 10,05 18,65	4,26	0,00	c.v

Sens X

Nom	G(x,y,z) [M]	R(x,y,z) [m]	15% Ly [m]	ey [m]	observation
Etage 1	14,22 10,69 1,87	14,23 10,06 3,18	2,94	0,63	c.v
Etage 2	14,22 9,79 5,27	14,23 10,05 6,41	2,94	0,26	c.v
Etage 3	14,23 9,79 8,33	14,23 10,05 9,47	2,94	0,26	c.v
Etage 4	14,22 9,80 11,39	14,23 10,05 12,53	2,94	0,25	c.v
Etage 5	14,21 9,80 14,45	14,23 10,05 15,59	2,94	0,25	c.v
Etage 6	14,22 9,75 17,51	14,22 10,05 18,65	2,94	0,30	c.v

Sens Y

IV.4.10. Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{B_c \cdot F_{c28}} \leq 0,30 \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

$$V = \frac{1405,82}{(45 \times 45)_{2,5}} = 0,27 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$V = \frac{868,41}{(35 \times 35)_{2,5}} = 0,28 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

poteau	N _d (KN)	B _c (cm ²)	F _{C28} (kn/cm ²)	V ≤ 0,3	obsarvation
1	1126,32	45×45	2,5	0,27	vérifiée
2	1127,16				
3	1164,25				
4	1405,82				
5	1105,73				
6	1163,80				
7	1405,25				
8	1104,86				
9	1248,44				
10	1248,05				
11	63,77	35×35	2,5	0,28	vérifiée
12	166,65				
13	225,80				
14	321,81				
15	104,05				
16	810,69				
17	714,62				
18	365,41				
19	63,78				
20	165,90				
21	225,64				
23	320,62				
24	104,05				
25	814,15				
26	714,68				
27	359,93				
28	447,47				
29	864,93				
30	446,16				
31	868,41				
32	586,44				
33	444,80				
34	416,43				
35	596,50				
36	584,34				
37	446,08				
38	417,73				
39	598,54				

Tableau IV.11- Vérification spécifique sous sollicitations normales

V.FERRAILLAGE DES PORTIQUES :

V.1. Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le logiciel ROBOT

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

- Compression simple.
 - Traction simple.
 - Flexion simple.
 - Flexion composée.
- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
 - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

V.2. Le ferrailages des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicité par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

désignation	γ_b	γ_s	$\sigma_{bc}(MPa)$	$f_{c28}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Situation durable	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	1,15	1,00	18,84	25	400

Tableau V.1 : Données de calcul de ferrailage des poutres

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 : E.L.U : 1.35 G +1.5 Q

Selon le R.P.A 99/version2003 : Accidentels: $G+Q \pm E$

Accidentels: $0.8G \pm E$

Recommandation du RPA 99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en zone III.

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas nous allons ferrailles les poutres les plus sollicitées.

V.2.1.Ferrailages des poutres transversales :

L'utilisation de logiciel Robot :

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés

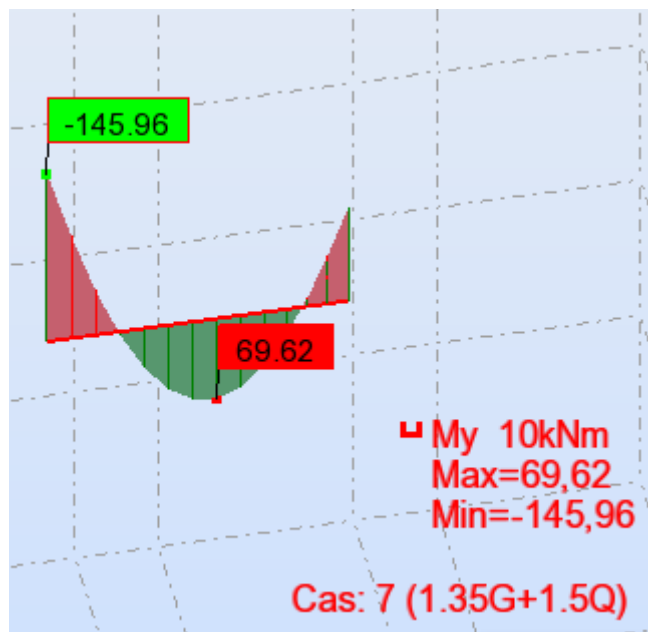
Présentation des résultats dans un Tableau:

Type	Séction	localis	M (kn.m)			A (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)	N ^{bre} de barre
			ELU	ELS	ELA			
1	30×45	travée	69,62	50,95	53,91	3,3	3,39	3HA12
		appuis	-145,96	-106,80	-123,67	7,2	7,70	5HA14
2	30×45	travée	40,73	29,83	36,62	1,9	3,39	3HA12
		appuis	-120,75	-88,37	-106,85	5,9	7,70	5HA14
3	30×45	travée	56,57	41,22	44,32	2,6	3,39	3HA12
		appuis	-99,13	-72,18	-92,71	4,7	5,65	5HA12

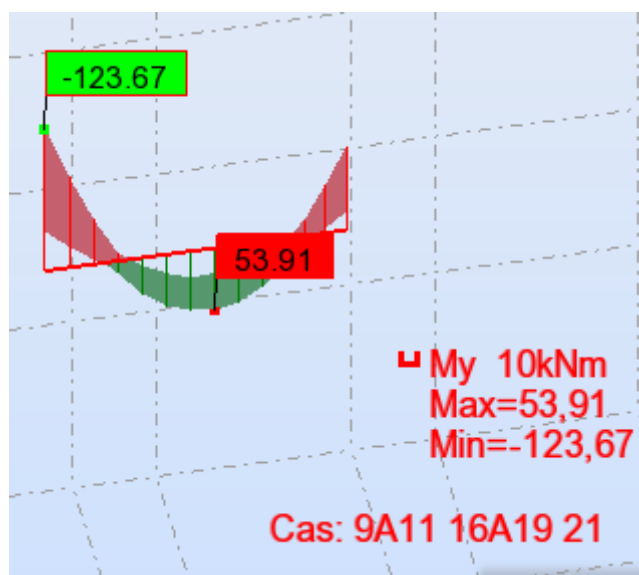
-Tableau V.2 : Ferrailages des poutres transversales

Exemple de calcul type 1 :

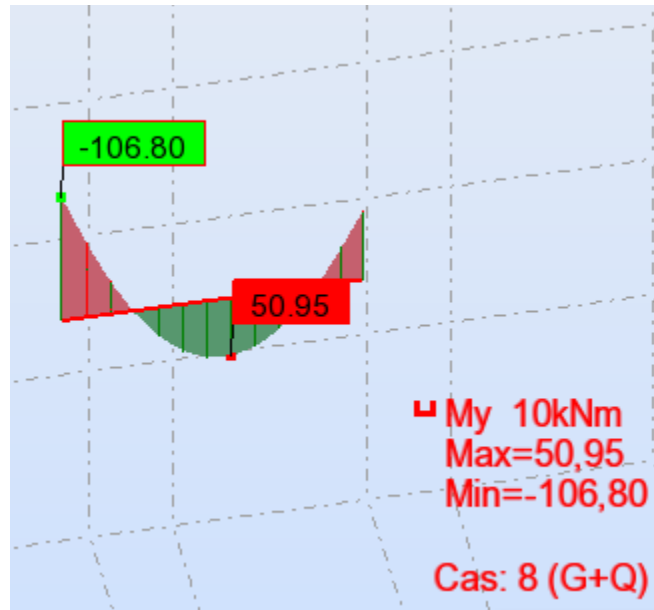
ELU (1,35G+1,5Q) :



ELA (G+Q ± E) :
 (0,8G ± E) :



ELS (G+Q) :



Donc on adopte: 5HA14 = 7,70 cm² en appuis
 3HA12= 3,39 cm² en travée

V.2.2.Ferraillages des poutres longitudinales :

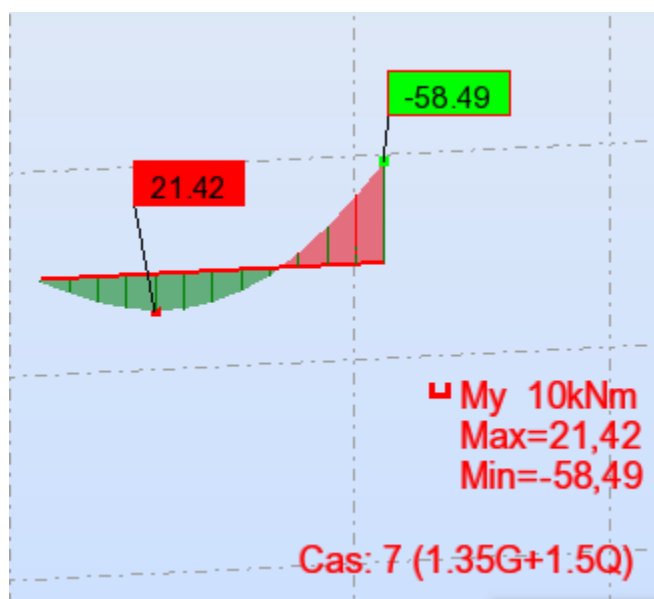
Présentation des résultats dans un Tableau:

Type	Séction	localis	M (kn.m)			A (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)	N ^{bre} de barre
			ELU	ELS	ELA			
1	30×40	travée	21,42	15,62	29,93	1,3	3,39	3HA12
		appuis	-58,49	-42,67	-77,22	3,1	3,39	3HA12
2	30×40	travée	19,56	14,27	16,30	1,3	3,39	3HA12
		appuis	-31,25	-22,83	-40,49	1,7	3,39	3HA12
3	30×40	travée	17,01	12,42	28,65	1,3	3,39	3HA12
		appuis	-44,95	-32,84	-56,79	2,4	3,39	3HA12

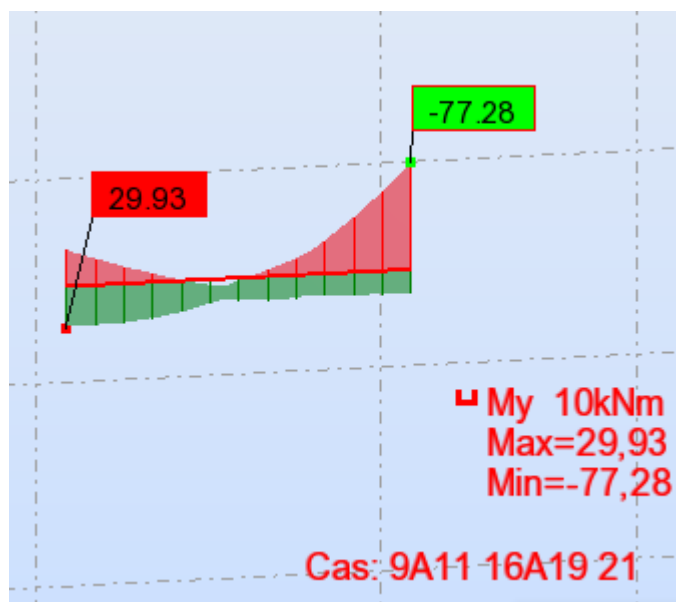
-Tableau V-3 : Ferraillages des poutres longitudinales

Exemple de calcul type 1 :

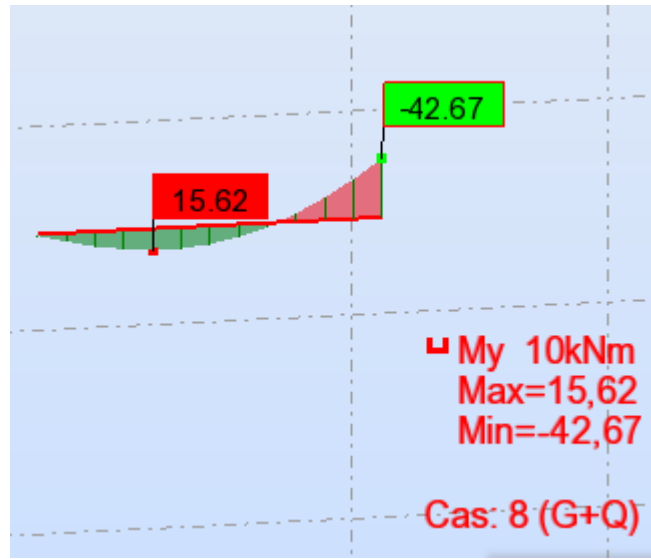
ELU(1.35G+1.5Q) :



ELA (G+Q ± E) :
 (0.8G ± E) :



ELS (G+Q) :



Donc on adopte: En travée : 3HA12 = 3,39 cm²

Sur appuis : 3HA12 = 3,39 cm²

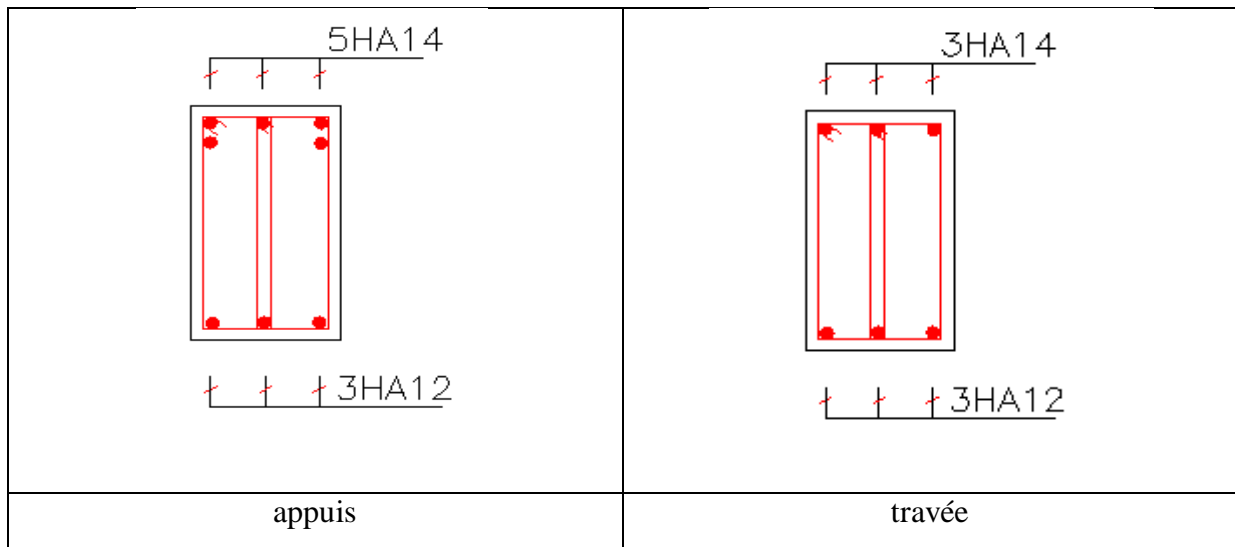


Figure V-1 : Schéma de ferrailage des poutres transversales

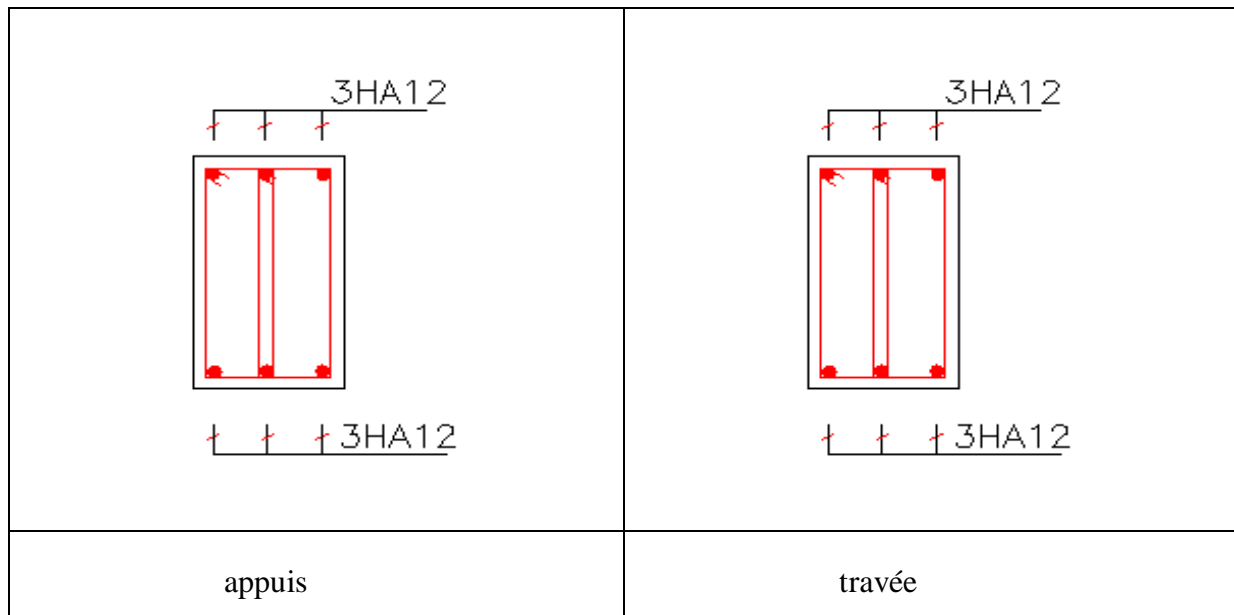


Figure V-2 :Schéma de ferrailage des poutres longitudinales

V.3.Ferrailages les poteaux :

V.3.1.Poteau (35×35) :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) :

Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

leur pourcentage **minimal** sera de :

0,8% en zone II

$$A_s = (35 \times 35) \cdot 0,008 = 9,8 \text{ cm}^2$$

V.3.2.Poteau (45×45) :

$$A_s = (45 \times 45) \cdot 0,008 = 16 \text{ cm}^2$$

poteau	Séction (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adopte}	on adopte
1	35×35	9,8	12,32	8HA14
2	45×45	16	16	8HA16

-Tableau V.4: ferrailages les poteaux

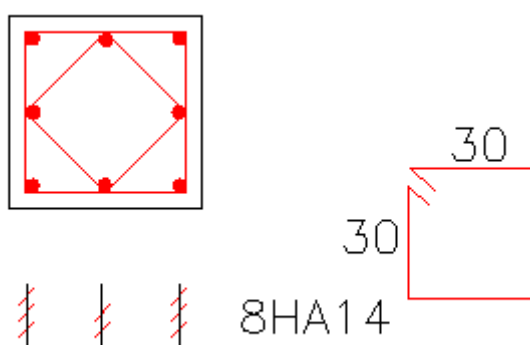


Figure V-3 : Schéma de ferrailage des poteaux (35×35)

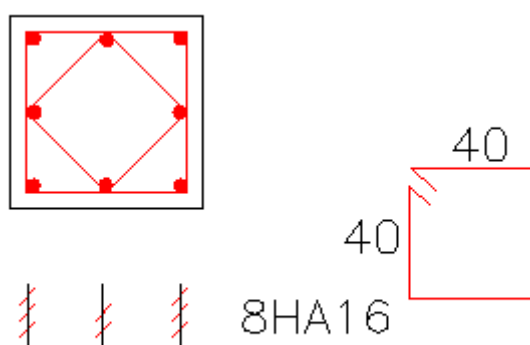


Figure V- 4 : Schéma de ferrailage des poteaux (45×45)

V.4.Ferraillage Des Voiles :

V.4.1.Introduction :

Les voiles seront sollicitées par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoques par l'action sismique.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que la charge sismique.

V.4.2 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on Distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques , dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.4.3 Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.4.4. Ferraillage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui Les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

V .4.5 Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dons notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

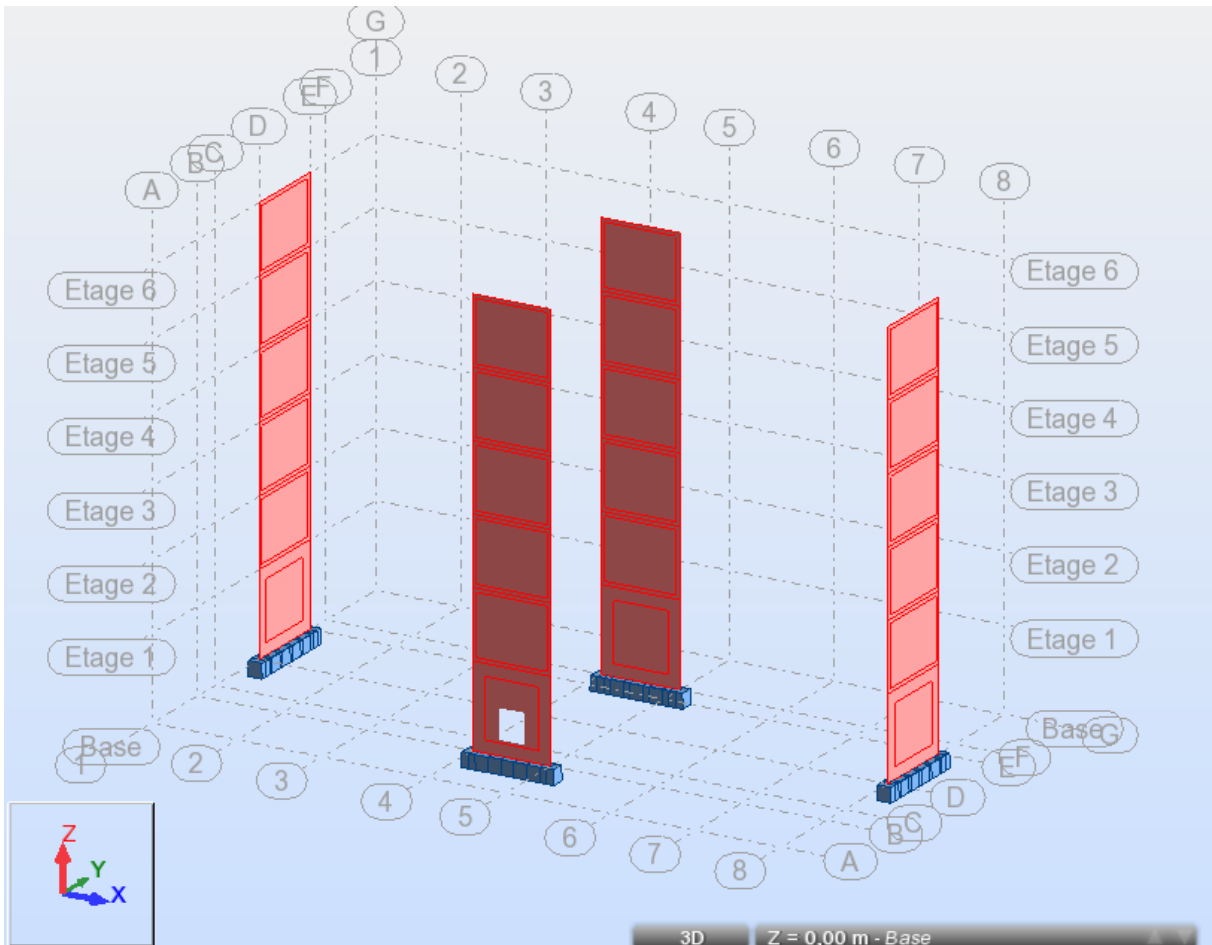


Figure V- 5 : Schéma de disposition des voiles

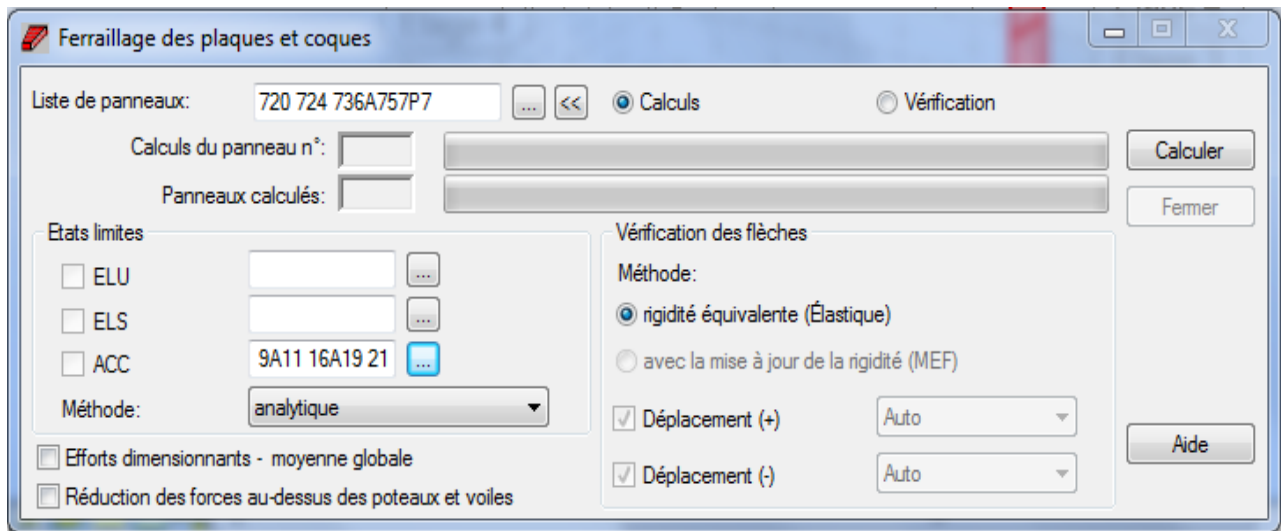
V .4.6. Méthode de calcul :

Elle consiste à rechercher l'équilibre entre portique et refends, en remplaçant les Portiques par un système de forces, qui est fonction du déplacement imposé aux portiques par les refends.

Dans le cas d'un petit ouvrage ou d'un avant-projet pour lequel on désirerait avoir un ordre de grandeur des efforts horizontaux repris par les portiques, Ferrailage des voiles avec logiciel robot :

On va au menu analyse \Rightarrow dimensionnement éléments B.A \Rightarrow dimensionnement panneaux B.A calculer :

La boite de dialogue suivante va apparaître :



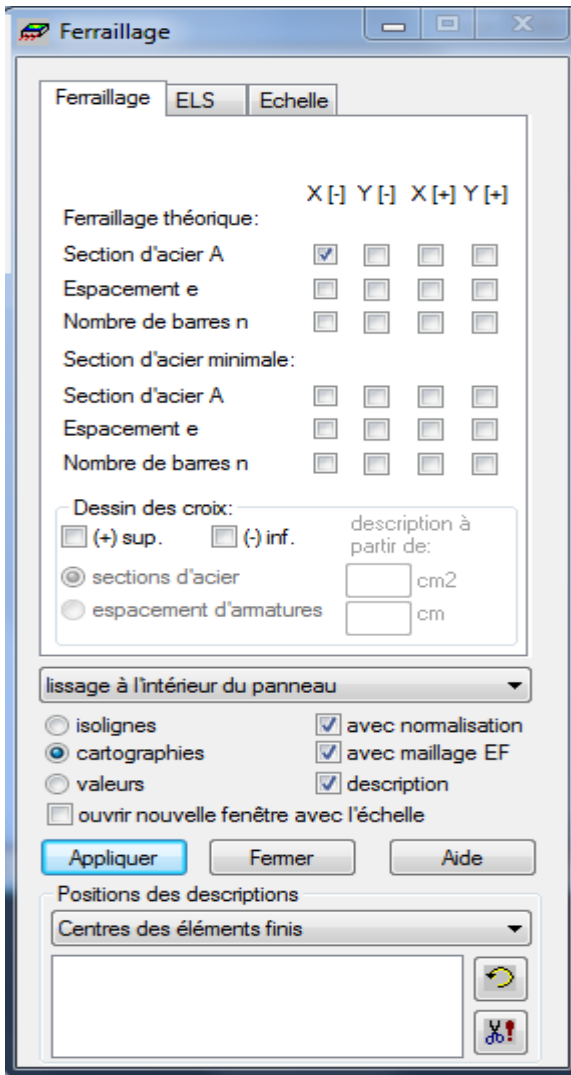
V.4.6.1. Voile Sens Y :

On sélectionne les 2 voiles du sens Y on et on entre leur numéraux dans la liste des panneaux, dans l'état limite accidentelle on entre les numéraux des ELA dans le sens Y qui sont les cas suivants

$G+Q+E_y$; $G+Q-E_y$; $0.8G+E_y$; $0.8G-E_y$ et on lance le calcul.

Après avoir lancé le calcul on va au menu résultats \Rightarrow cartographie ferrailage

La boite de dialogue suivante va apparaître :



Comme les voiles sont dans le sens X on choisit la section d'acier X

Le résultat suivant va apparaitre :

On prend le max des résultats dans chaque 2 niveaux

Le résultat suivant est donné dans chaque mètre linéaire :

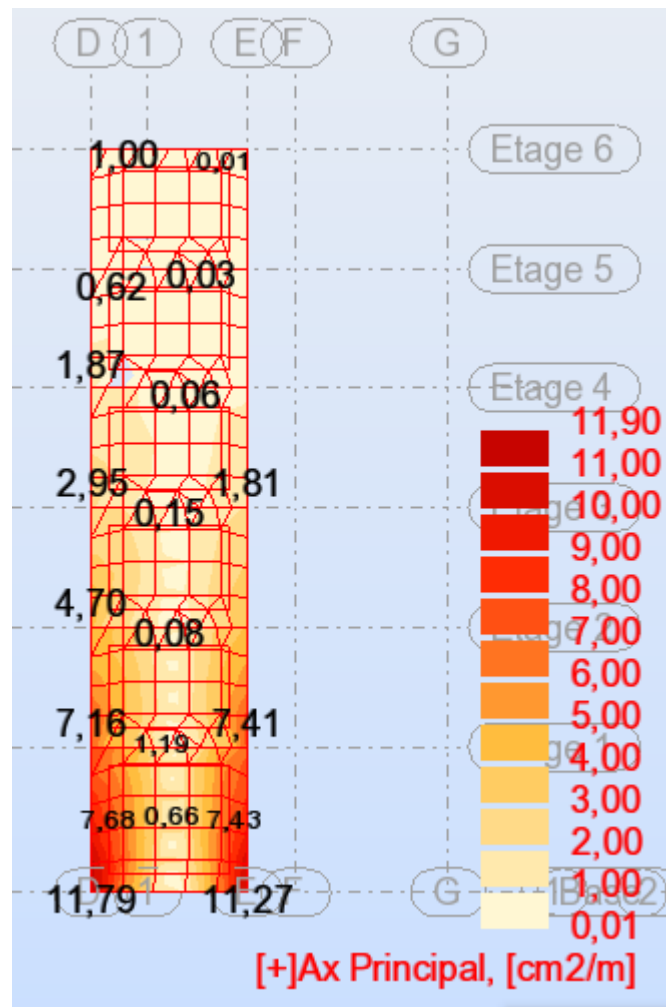


Figure V- 6 : Schéma de Voile N° 01

1) Niveau 0 et 1 :

Longueur du voile 3 ,65 m

Armatures longitudinales :

Premier mètre d’extrémité 1m :

$A_s = 11,79 \text{ cm}^2$

a) raidisseur (35x35) :

On adopte $8HA12 = 9,05\text{cm}^2$

Restant : $2,74 \text{ cm}^2$

b) zone d’extrémité (65 cm) :

$4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement = 20 cm

Deuxième mètre intermédiaire 1m (de 1,65 m) :

$$A_s = 6 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 10\text{HA}10 = 7,85 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $e = 18 \text{ cm}$.

Armatures transversales :

On adopte la section maximum de :

$$1) A_x = 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 100 \iff A_x = 3 \text{ cm}^2$$

$$2) A_x = A_s/4 = 2,94 \text{ cm}^2 \iff \text{on adopte } 6 \text{ HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$.

B : surface du voile par un mètre linéaire

avec un espacement $e = 25\text{cm}$.

2) Niveau 2, 3, 4, 5 :

Armatures longitudinales :

Premier mètre d'extrémité 1m :

$$A_s = 4,70 \text{ cm}^2$$

a) Raidisseur 35x35 :

On adopte 8HA12= 9,05cm²

b) Zone d'extrémité 65 cm :

On adopte 4HA10 = 3,14 cm² Avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$

Deuxième mètre de la zone courante (1,65 m) :

$$A_s = 2,95 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 10\text{HA}8 = 5,03\text{cm}^2$$

Avec un espacement $e = 20\text{cm}$.

Armatures transversales :

On adopte la section maximum de :

$$1) A_x = 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_x = 3 \text{ cm}^2$$

$$2) A_x = A_s/4 = 1,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 8\text{HA}8 = 4.02 \text{ cm}^2$$

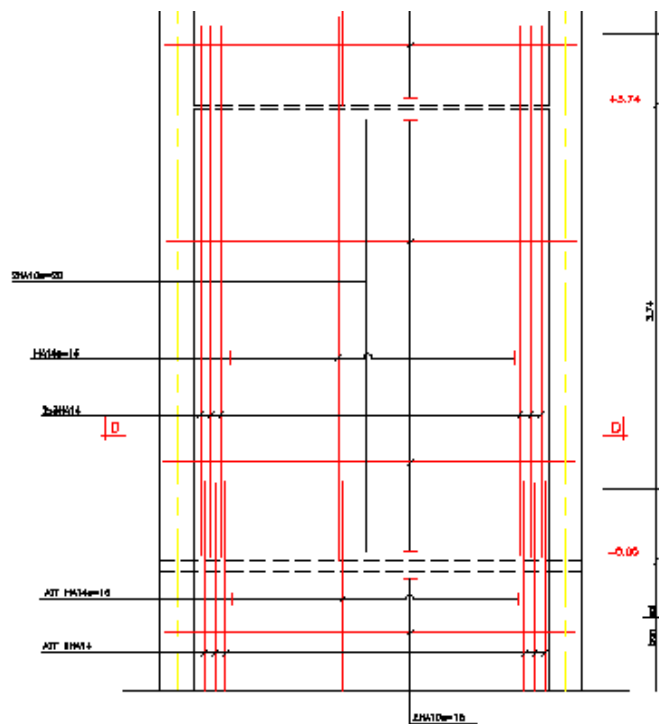
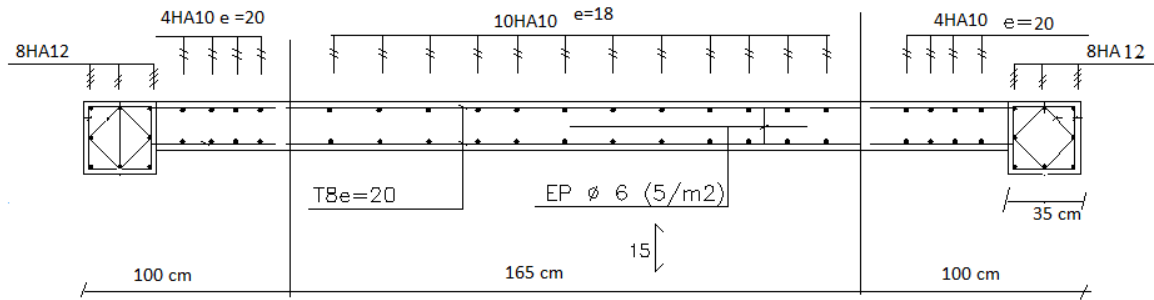


Figure V- 7 : Schéma de ferrailage de voile 01

V .4.6.2. Voile Sens X :

On recommence les mêmes étapes sauf :

On sélectionne le voile 2 du sens x on et on entre leur numéros dans la liste des panneaux, dans l'état limite accidentelle on entre les numéros des ELA dans le sens X qui sont les cas suivants :

G+Q+Ex ; G+Q-Ex ; 0.8G+Ex ; 0.8G-Ex et on lance le calcul.

Dans la boîte de dialogue ferrailage on coche la section d'acier y.

Le résultat suivant va apparaître :

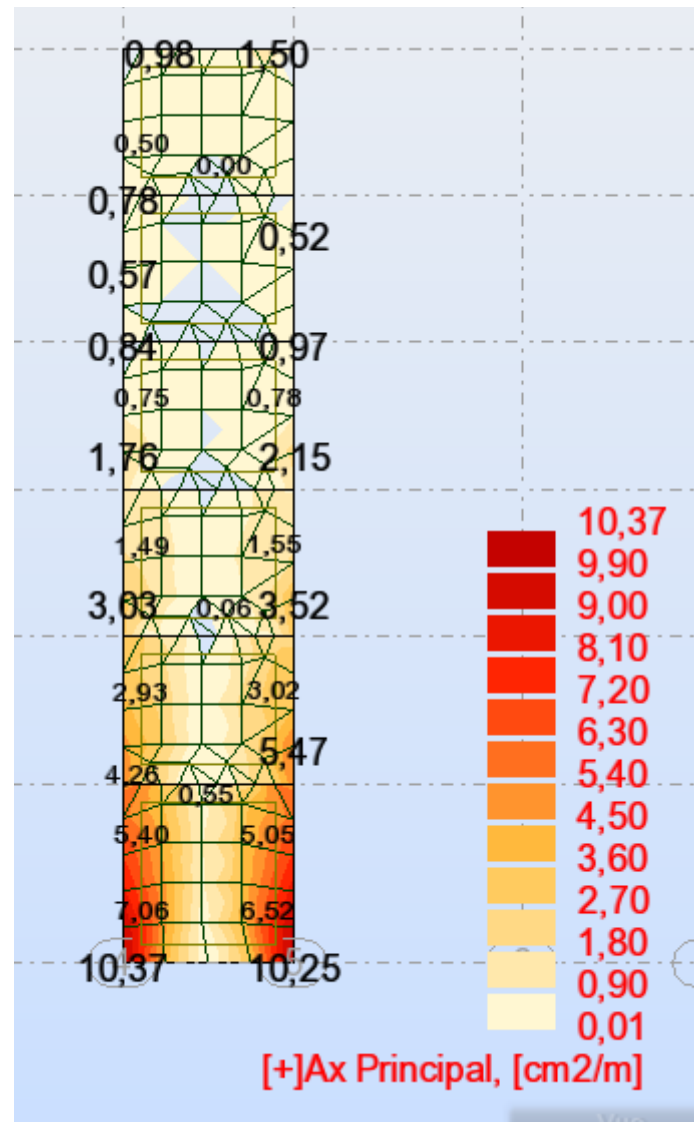


Figure V- 8 : Schéma de Voile N° 02

Voile 02

1) Niveau 0 et 1 :

Longueur du voile 3,20 m

Armatures longitudinales :

Premier mètre d'extrémité 1m :

$A_s = 10,37 \text{ cm}^2$

a) raidisseur (35x35) :

On adopte 8HA12 = 9,05cm²

Restant : 1,32 cm²

b) zone d'extrémité (65 cm) :

4HA10= 3,14 cm² avec un espacement = 20 cm

Deuxième mètre intermédiaire 1m (de 1,20 m) :

As = 5,4 cm² on adopte 10HA10= 7,85 cm²

Avec un espacement e = 15 cm.

Armatures transversales :

On adopte la section maximum de :

$$1) A_x = 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 100 \quad A_x \Rightarrow 3 \text{ cm}^2$$

$$2) A_x = A_s/4 = 2,59 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{adopte 6 HA10} = 4,71 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement e = 20 cm.

B : surface du voile par un mètre linéaire

2) Niveau 2, 3, 4, 5 :

Armatures longitudinales :

Premier mètre d'extrémité 1m :

$$A_s = 3,52 \text{ cm}^2$$

a) Raidisseur 35x35 :

on adopte 8HA12= 9,05cm²

b) Zone d'extrémité 65 cm :

On adopte 4HA10 = 5,03cm² Avec un espacement e = 20 cm

Deuxième mètre de la zone courante (1,20 m) :

As = 2,15 cm² on adopte la section d'armature minimum :

$$S_{\min} = 0,10\%B = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement e = 15 cm.

Armatures transversales :

On adopte la section maximum de :

$$1) A_x = 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_x = 3 \text{ cm}^2$$

$$2) A_x = A_s/4 = 0,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte 8HA8} = 4,02 \text{ cm}^2$$

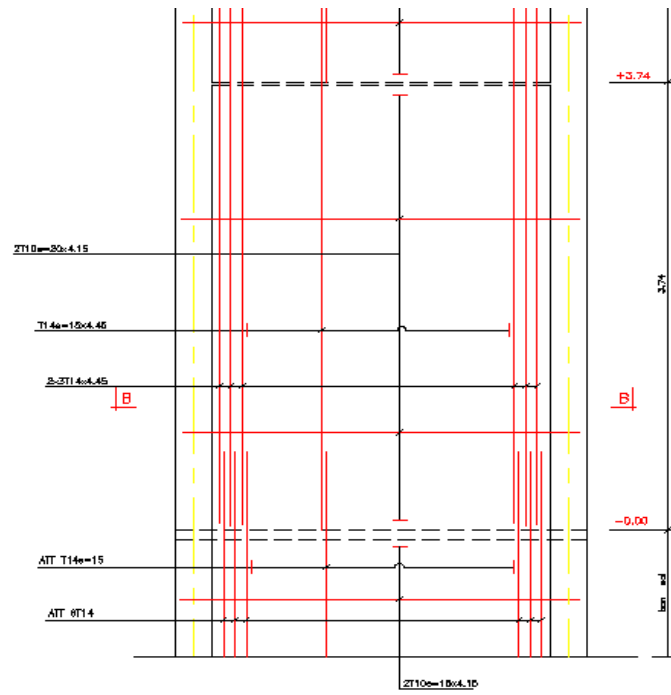
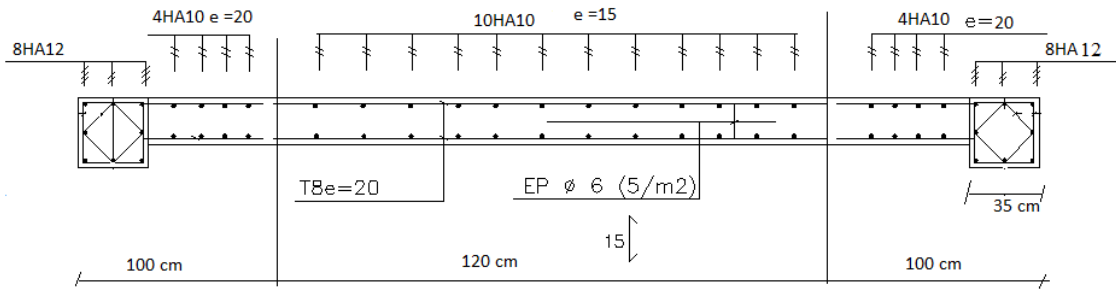


Figure V- 9 : Schéma de ferrailage de voile 02

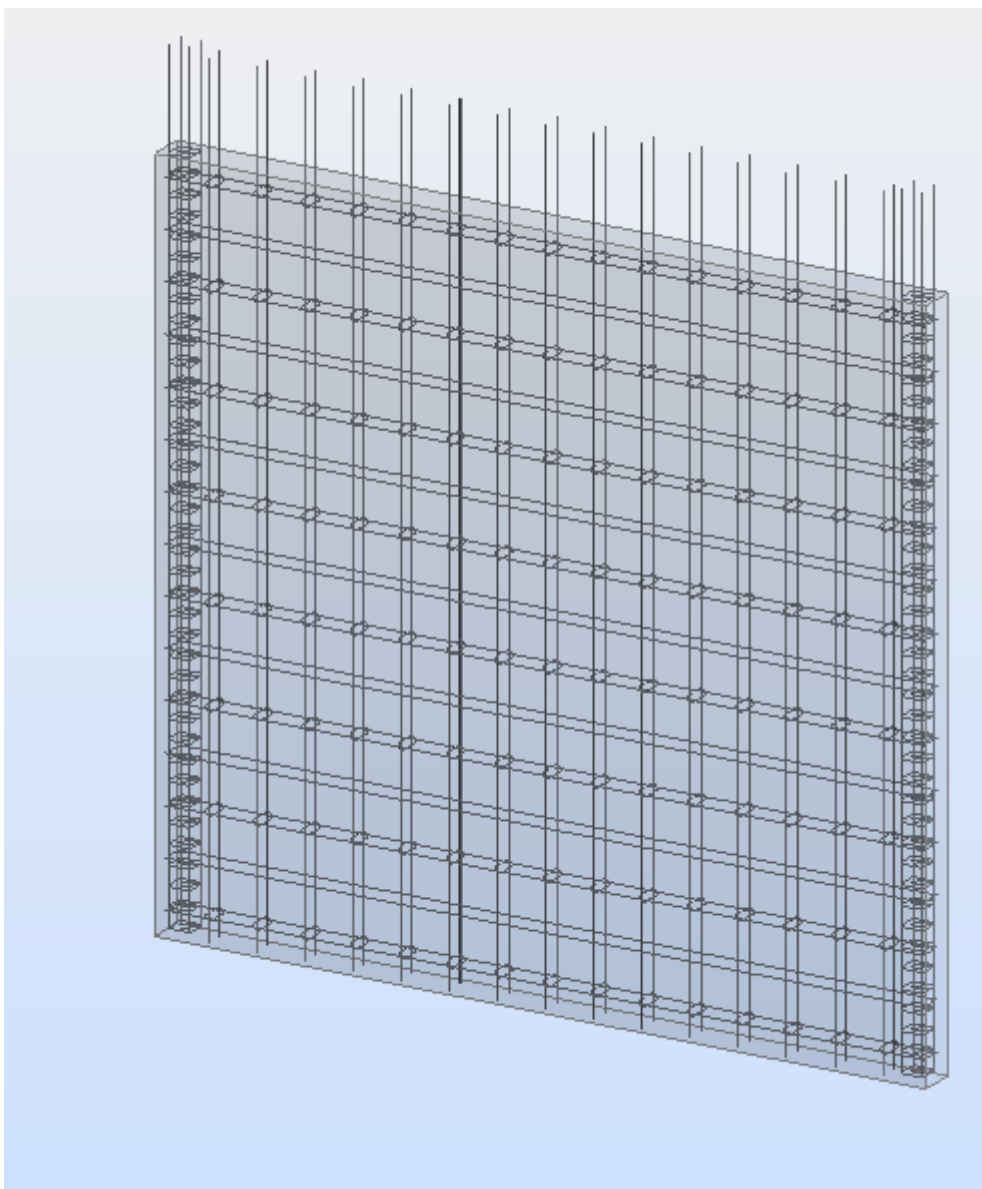


Figure V- 10 : Vue 3d de Ferrailage de Voile N°02

V .4.6.3. Voile Sens X :

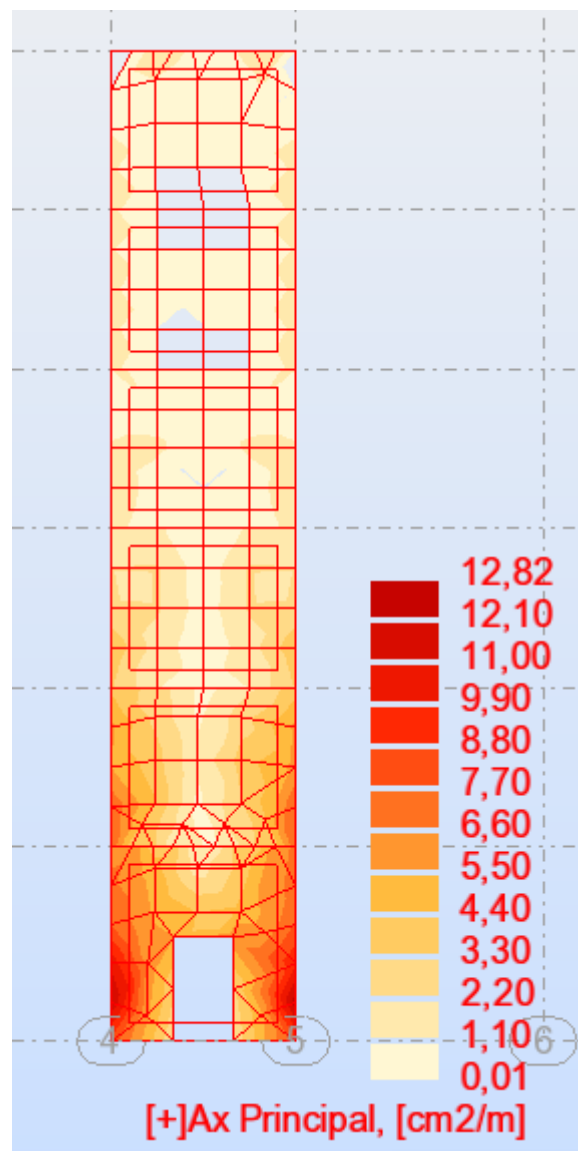
On recommence les mêmes étapes sauf :

On sélectionne le voile 3 du sens x on et on entre leur numéaux dans la liste des panneaux, dans l'état limite accidentelle on entre les numéaux des ELA dans le sens X qui sont les cas suivants :

G+Q+Ex ; G+Q-Ex ; 0.8G+Ex ; 0.8G-Ex et on lance le calcul.

Dans la boîte de dialogue ferrailage on coche la section d'acier y.

Le résultat suivant va apparaitre :



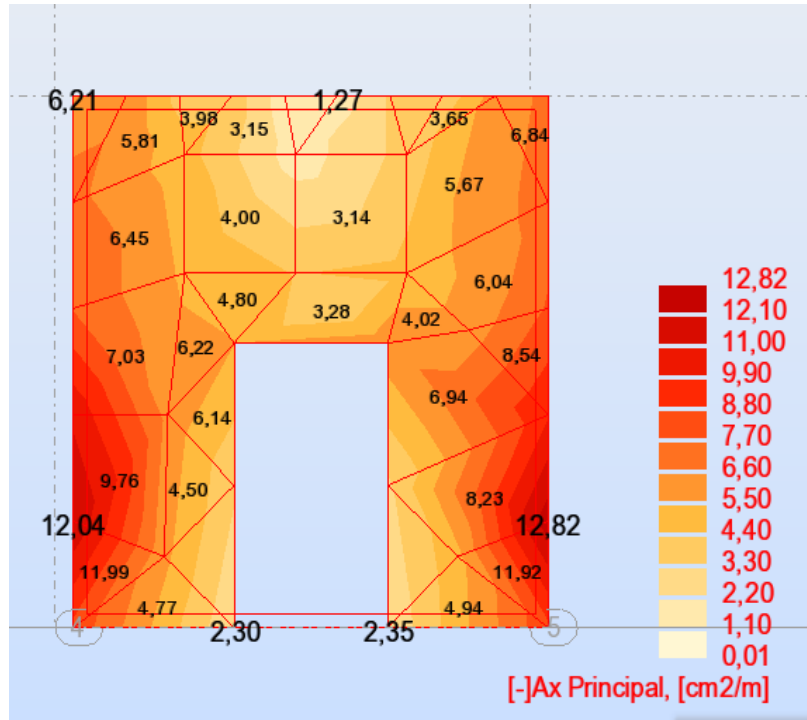
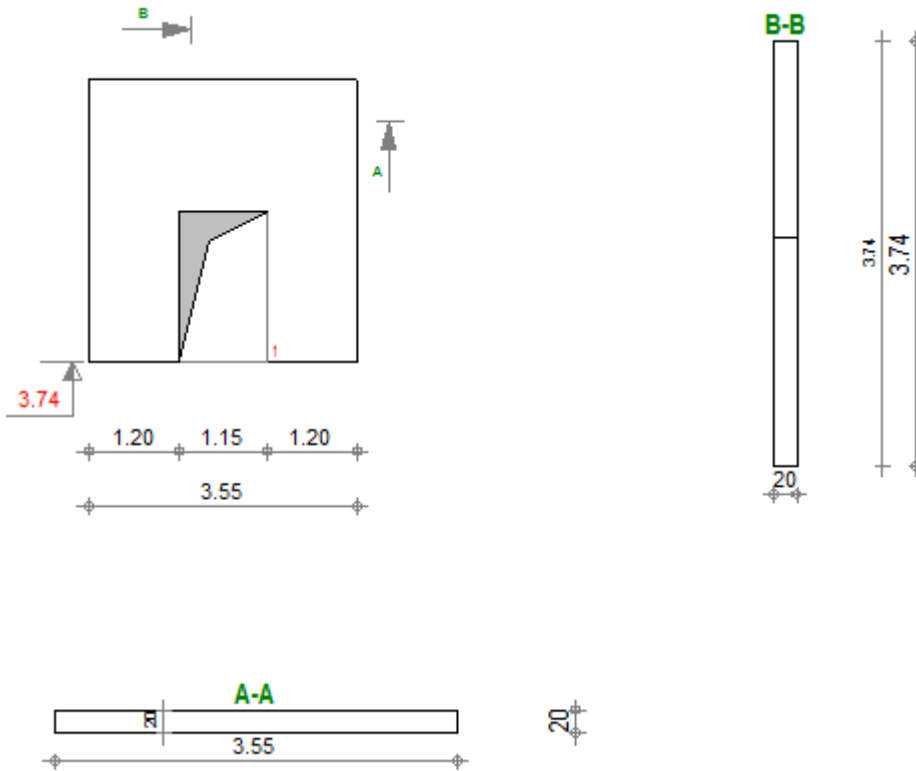


Figure V- 11 : Schéma de Voile N° 03



Voile 03 :

Longueur du voile 3,20 m

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
762/ 0-41/ 9 (C) (CQC)	-1485,69	-1588,57	388,94	1,69	-5,87	0,56	4,50	-4,84

Voiles avec ouverture :**1) Niveau RDC :**

Selon R.P.A :

Ferraillage linteaux

$$V = 388,94 \text{ KN}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 1,64 = 1,47 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{V}{bxd} = \frac{388,94}{0,2 \times 1,47} = 1322,92 \text{ KN/m}^2 = 1,3 \text{ Mpa} < 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \quad (\text{RPA99-2003})$$

$$\tau_b = 1,3 \text{ MPa} < 0,06f_{c28} = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

a/Acier Longitudinale :

h : la hauteur totale de linteau : h = 1,64 m

d' : distance d'enrobage 2cm

M : moment du à l'effort tranchant

$$Z = h - 2d' = 164 - (2 \times 2) = 160 \text{ cm}$$

$$A_l \geq \frac{M}{Z \cdot f_{e40}}$$

$$M = v \times l = 447,28 \text{ kn.m}$$

$$A_l \geq \frac{447280}{1,6 \times 400} = 6,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_l \geq (RPA) : A_l = A_l' \geq 0.0015b.h = 0,0015 \times 20 \times 164 = \mathbf{4,92 \text{ cm}^2}$$

$$A_l \geq A_l (RPA) \implies \text{on adopte : } \mathbf{5HA14} \implies \mathbf{A_s = 7,70 \text{ cm}^2}$$

b/Acier Transversale :

Elancement Géométrique :

$$\lambda = l / h = 3,2 / 1,64 = 1,95 \geq 1 \implies \text{lindeau court}$$

L'espacement: $St \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V}$

SelonRPA : $St \leq h/4 = 100/4 = 25 \text{ cm}$

$$Z = h - 2d' = 100 - 2 \times 20 = \mathbf{60 \text{ cm.}}$$

$$A_t \geq \frac{St \cdot V}{f_e \cdot Z} \implies A_t \geq \frac{25 \times 388,94 \times 10^3}{4000 \times 60} = 4,05 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA12 = 5,65 cm².

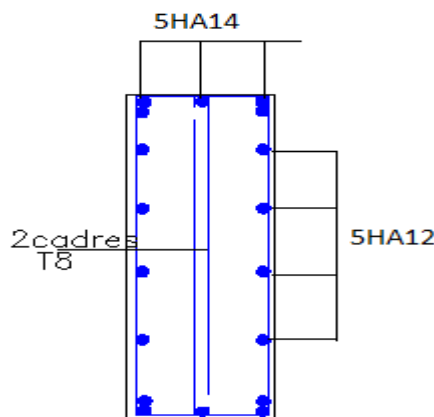


Figure V- 12 :Schéma de lindeaux de voile 03

Ferrailage trumeaux (L=1,2m)

Armatures longitudinales :

$$A_s = 12 \text{ cm}^2$$

a) raidisseur (35x35) :

$$\text{On adopte } 8\text{HA}12 = 9,05\text{cm}^2$$

$$\text{Restant : } 2,95 \text{ cm}^2$$

b) zone d'extrémité (85 cm) :

$$5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } = 20 \text{ cm}$$

2) Niveau 2, 3,4, 5 :

Armatures longitudinales :

Premier mètre d'extrémité 1m :

$$A_s = 5,50 \text{ cm}^2$$

a) Raidisseur 35x35 :

$$\text{on adopte } 8\text{HA}12 = 9,05\text{cm}^2$$

b) Zone d'extrémité 65 cm :

$$\text{On adopte } 4\text{HA}10 = 5,03\text{cm}^2 \text{ Avec un espacement } e = 20 \text{ cm}$$

Deuxième mètre de la zone courante (1,20 m) :

$$A_s = 3,30 \text{ cm}^2 \text{ on adopte la section d'armature minimum :}$$

$$S_{\min} = 0,10\%B = 0.001 \times 20 \times 100 = 2\text{cm}^2$$

Avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$.

Armatures transversales :

On adopte la section maximum de :

$$1) A_x = 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_x = 3 \text{ cm}^2$$

$$2) A_x = A_s/4 = 1,37 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 8\text{HA}8 = 4.02 \text{ cm}^2$$

VI. ETUDE DES FONDATIONS :

VI.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

VI.2. Différents fonctions des fondations :

En générale elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

- Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations (Stabilité au tassement ; Stabilité au Renversement ; Stabilité au glissement ; Stabilité au soulèvement)
- Assurer la résistance des massifs de fondations
- Vérifier la résistance du terrain de fondations (Résister aux sollicitations M, N, T)
- S'assurer de la durabilité des fondations
- Trouver la solution la plus économique

VI.3. Facteurs de choix du type de fondation :

- **Nature du sol :** sol homogène ou non, contrainte de sol faible, moyenne ou bonne. Terrain accidenté ou non.
- **Nature des charges appliquées :** variables ou non d'un endroit à l'autre, Charges réparties ou concentrées, grandeur et direction.
- **La nature de l'ouvrage à fonder :** pont, bât D'habitation, bât industriel, soutènement,...
- **Le site :** urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- **La mise en œuvre des fondations :** terrain sec, présence d'eau
- **Le type d'entreprise :** matériel disponible et compétences,...
- **L'économie :** Si deux solutions sont possibles, on doit choisir :
 - La plus économique en matériaux.
 - La plus facile à exécuté.

VI.4. Risques à crierde:

- Fondation sur un remblai mal tassé.
- Fondation sans précaution sur un terrain hétérogène
- Fondation de types différents pour un même ouvrage (sans tenir compte de la symétrie).
- Existence d'une construction avoisinante dont les effets sur la nouvelle construction sont négligés.
- Instabilité de l'ensemble
- Faute de calcul ou d'exécution
- Attaque de la fondation par des milieux fortement agressifs.

VI. 5. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du sol égale à 1,2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations

Superficielles de type :

- Semelles isolée
- Semelles filantes.
- Radier général.

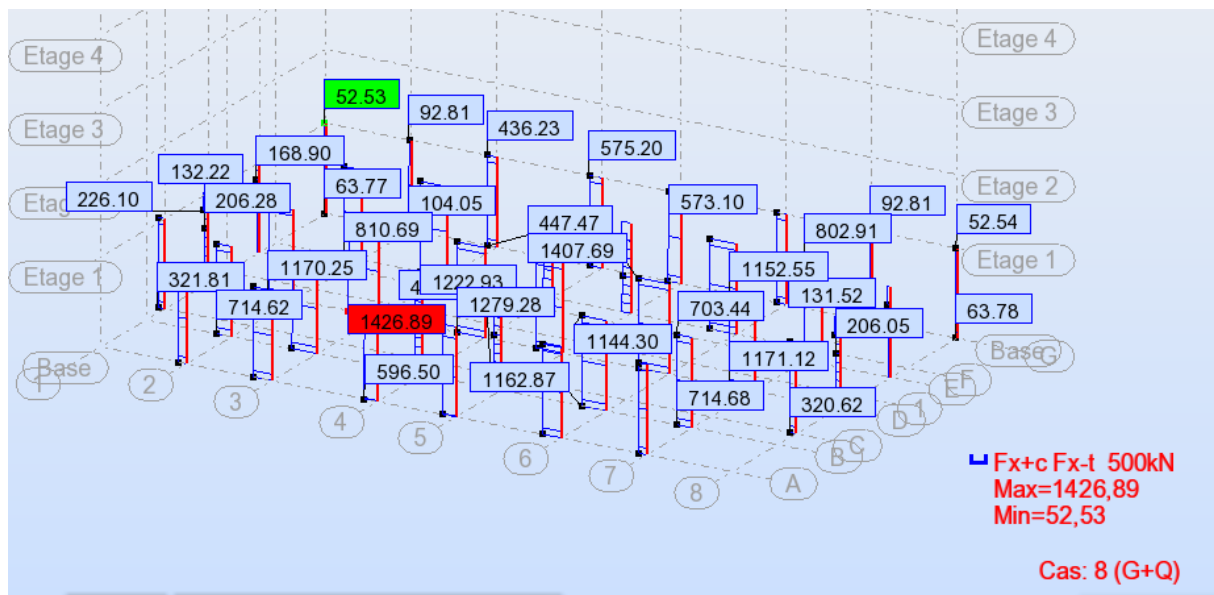


Figure VI .1-Schéma des efforts normale sur les poteaux-

1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux étant de sections rectangulaires, on choisit des semelles rectangulaires.

La vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Effort normal à la base de poteau, obtenu par le logiciel **ROBOT**

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 120 \text{ kn/m}^2$$

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}}$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

2. Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times l} \implies B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} \times L$$

Le Portique le plus sollicité :

$$N = N1 + N2 + N3 + N4 + N5 + N6 + N7 + N8$$

$$N = 24,50 \text{ MN}$$

$$B \geq \frac{24,5}{0,12 \times 28} = 7,29 \text{ m}$$

Remarque

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc ce choix ne convient pas.

3. Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol (présence d'eau dans le sol).
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

Pré dimensionnement :

Condition de coffrage :

Pour les nervures :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots (1) ; \text{avec } h \text{ est la hauteur de la nervure.}$$

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ; $L_{max} = 525 \text{ cm}$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient : $h_t \geq 52 \text{ cm}$

On adopte pour une hauteur $h_t = 50 \text{ cm}$

Tous le calculs ont été fait à ELS

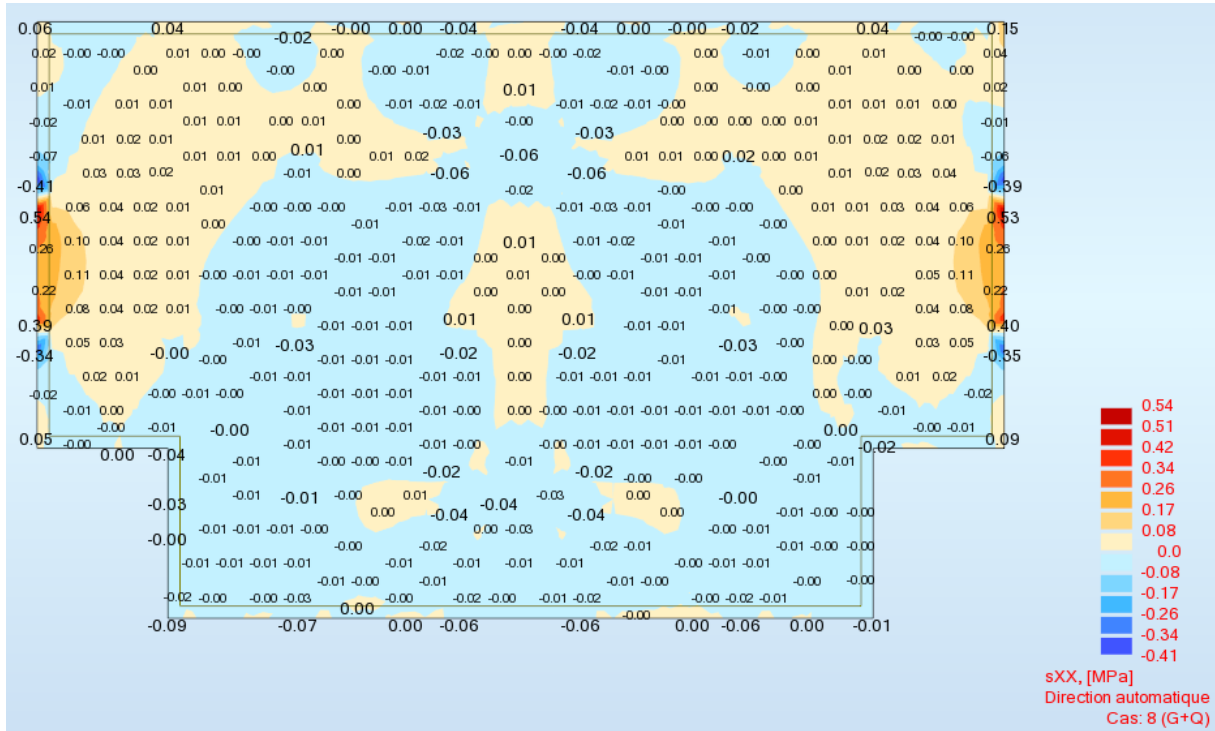


Figure VI .2-Schéma de La contrainte σ_{xx}

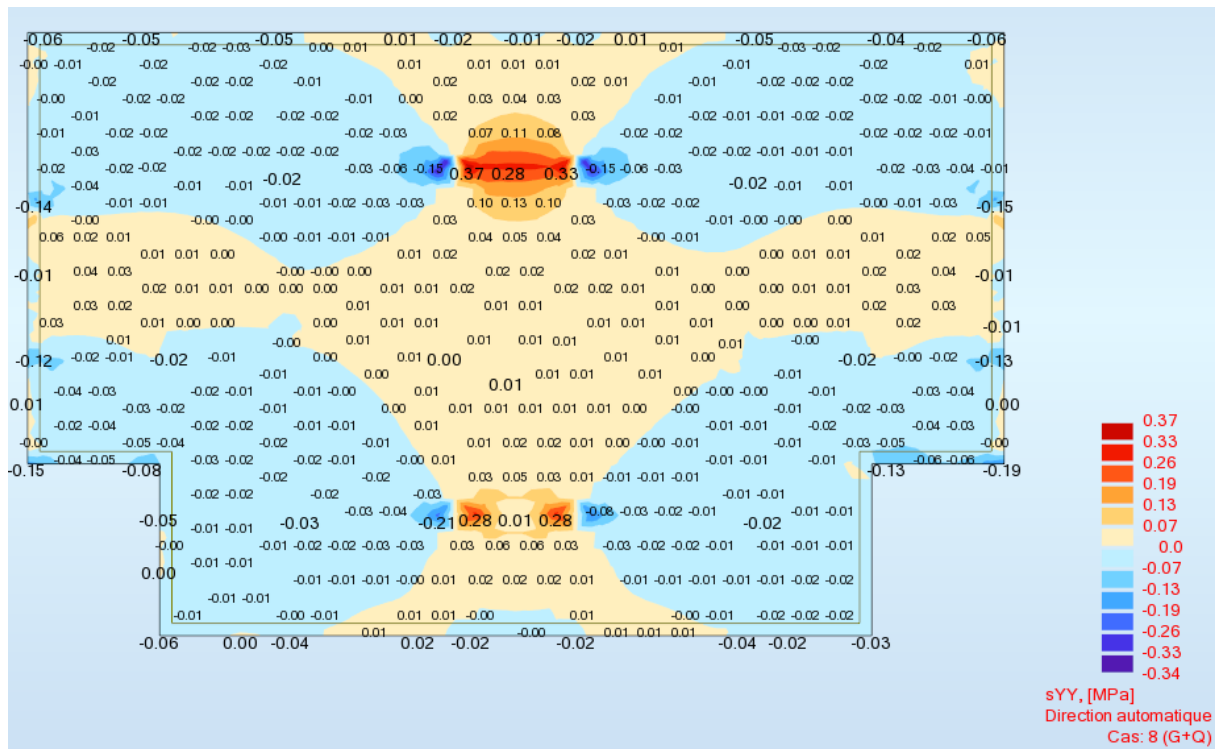


Figure VI .3-Schéma de La contrainte syy

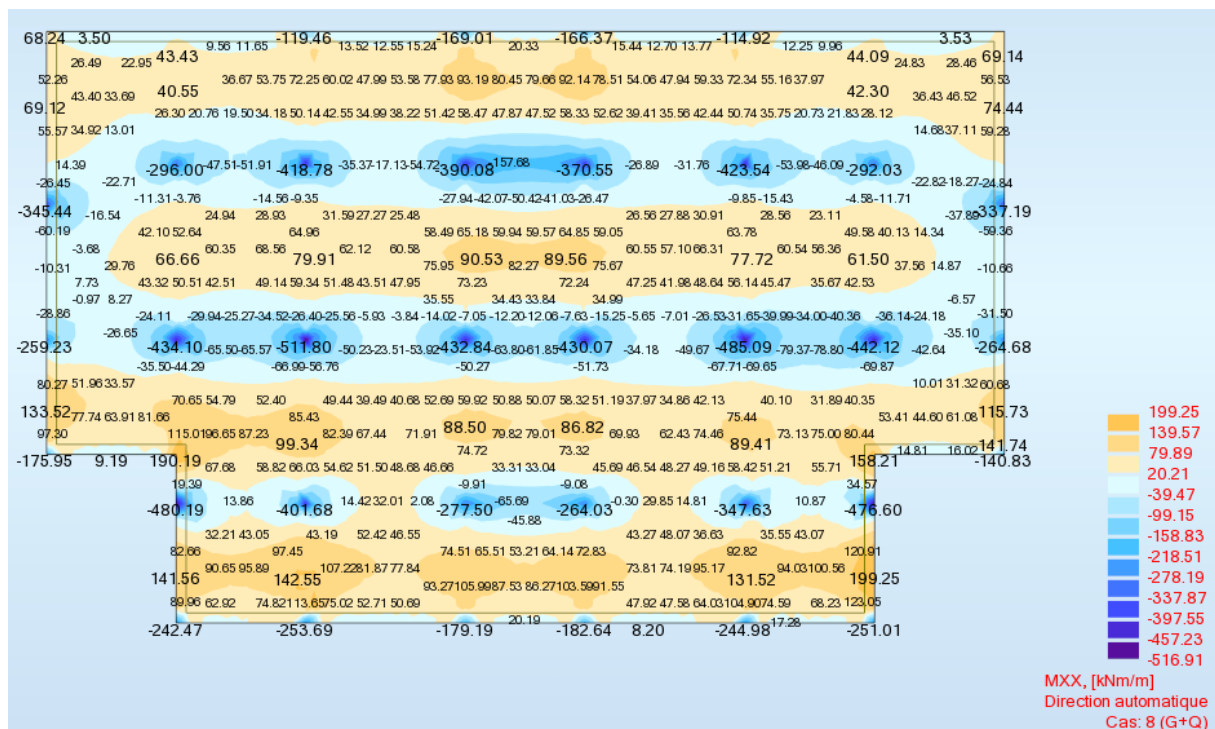


Figure VI .4-schéma de moment Mxx

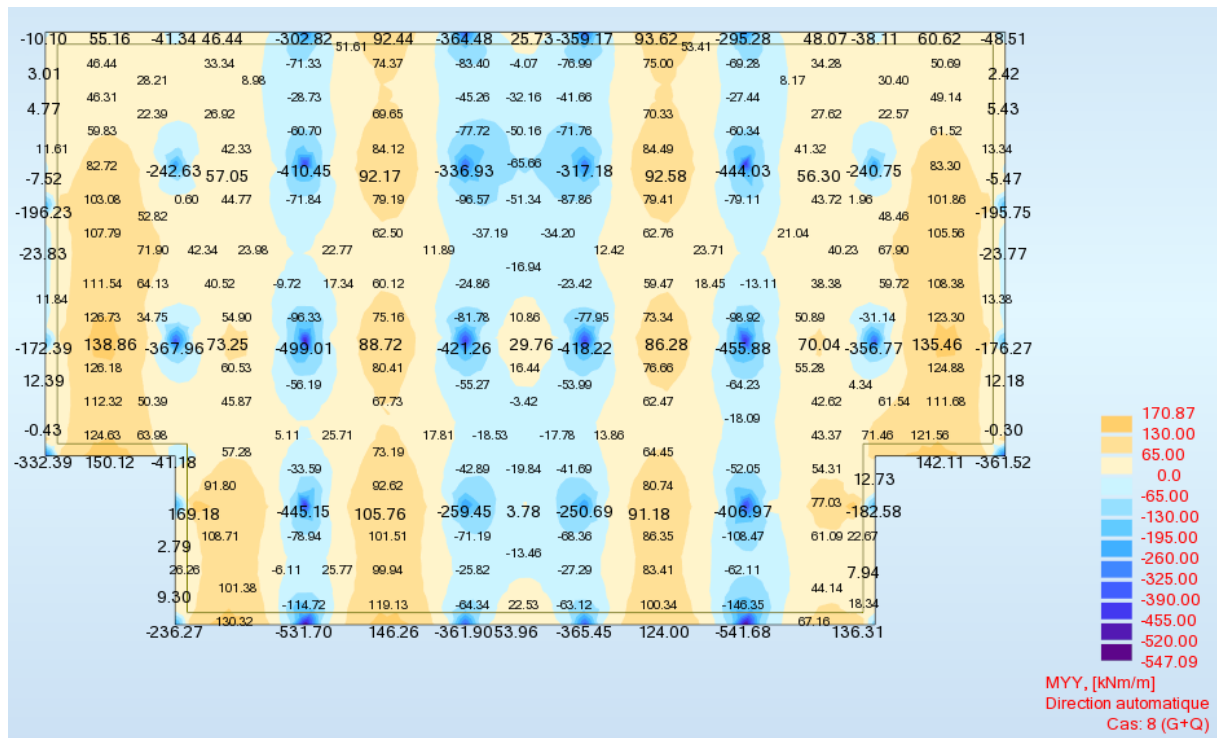


Figure VI.5-schéma de moment M_{yy}

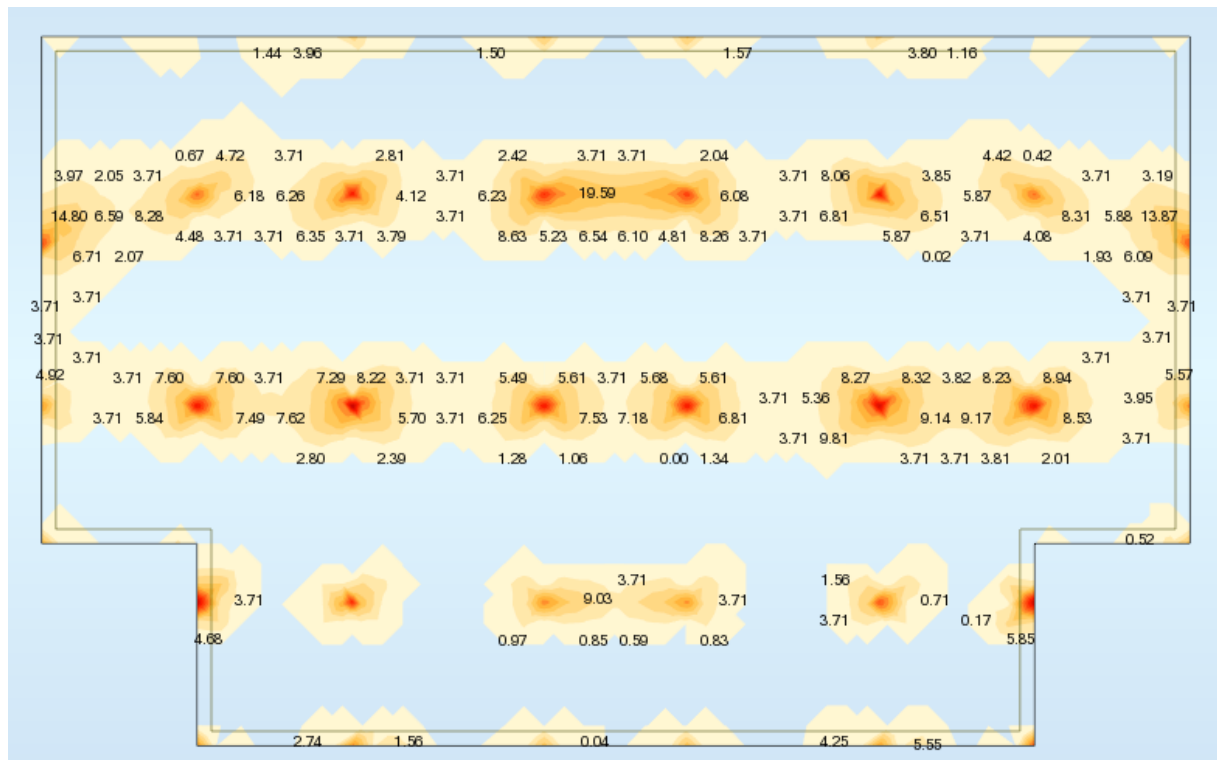


Figure VI.6-schéma $-A_s$ appuis direction x-

On adopte HA 12 esp 15

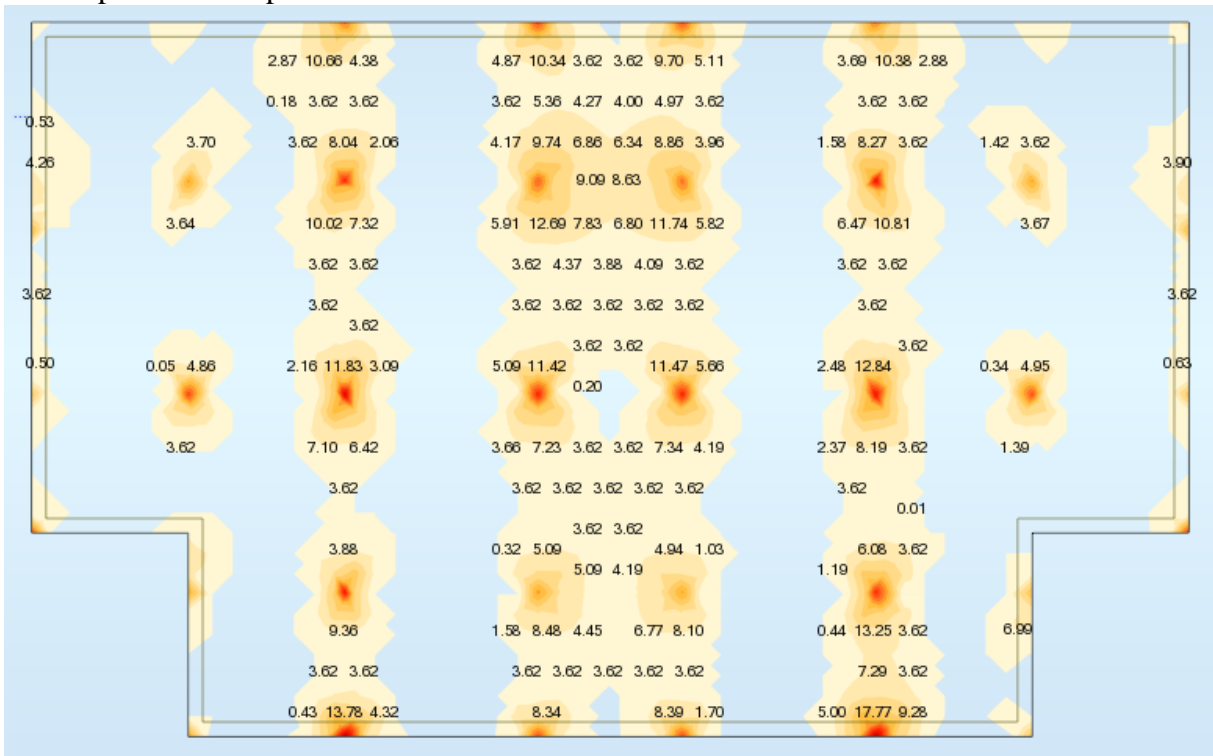


Figure VI .7-schéma- As appuis direction y-

On adopte HA 12 esp 15

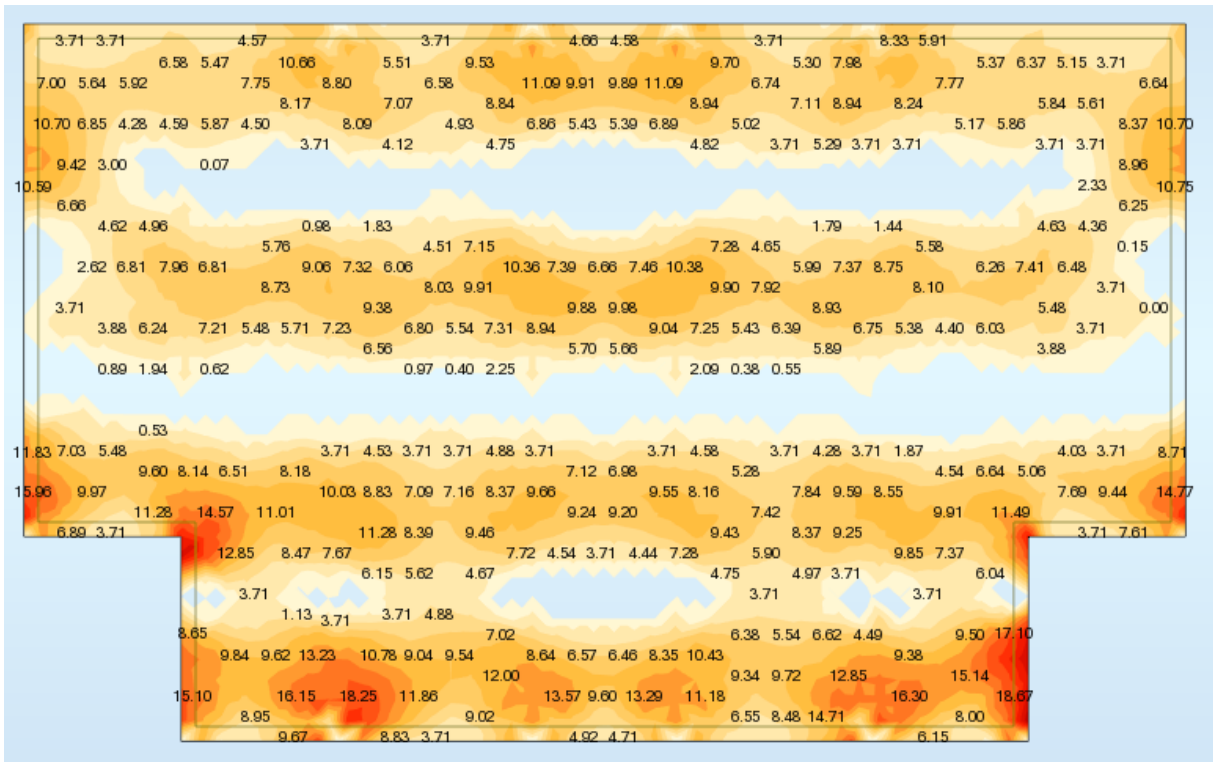


Figure VI .8-Schéma -As travée direction x-

On adopte HA 14 esp 15

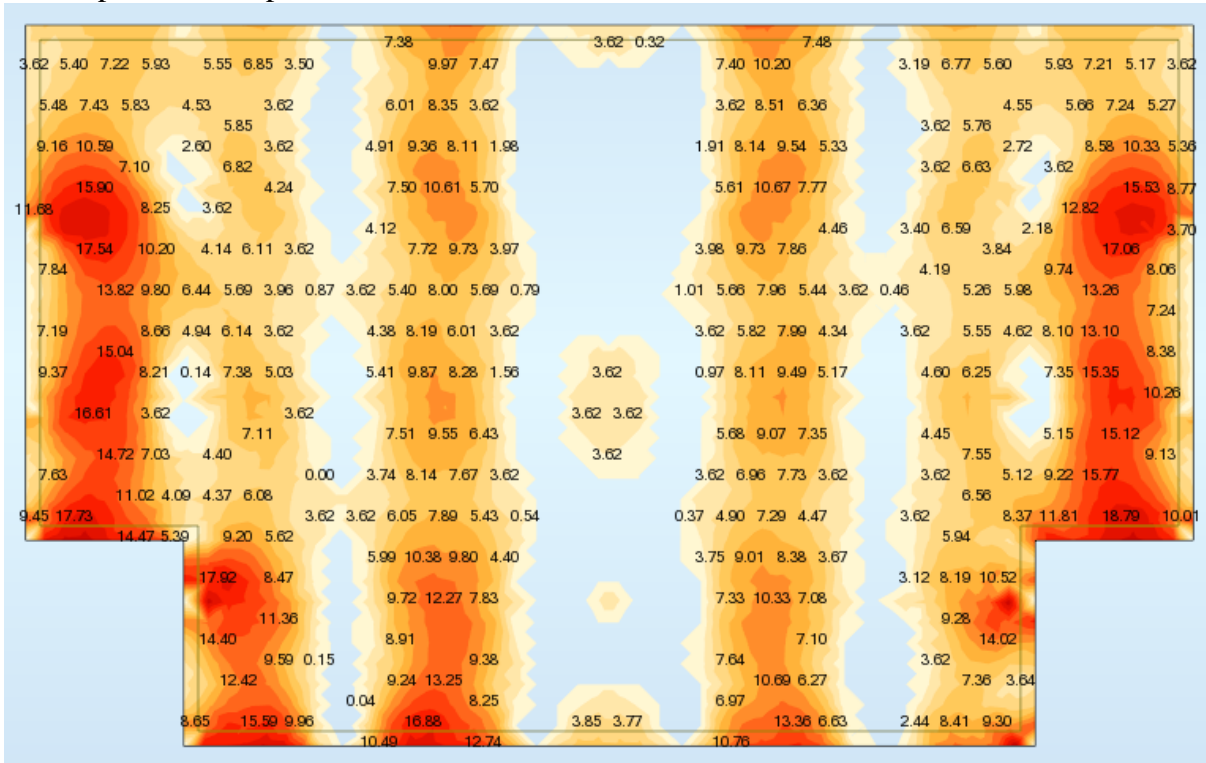


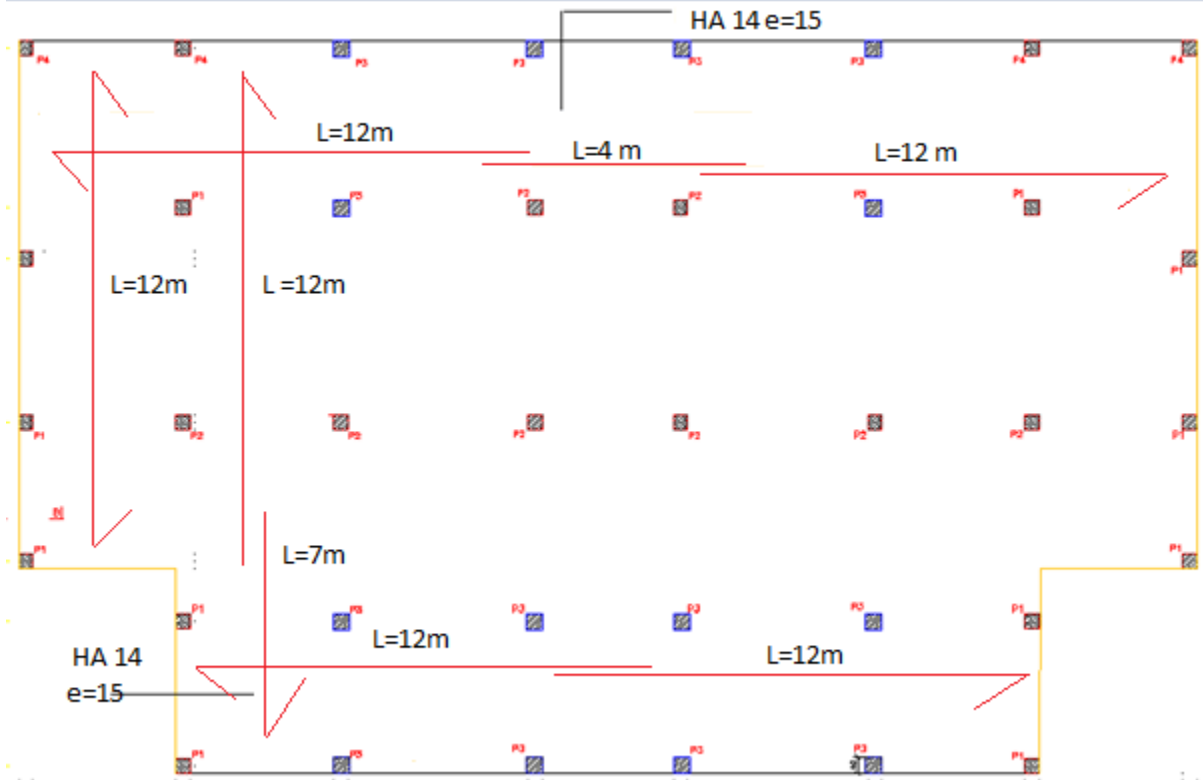
Figure VI .9-schéma -As travée direction y-

On adote HA 14 esp 15

		A_{cal} (cm ² /ml)	A (cm ² /ml) adopté	S_t (cm)
Sens x.x	Travée	10,26	8HA14 = 12,34	15
	Appui	5,91	6HA12 = 6,79	15
Sens y.y	Travée	11,18	8HA14 = 12,34	15
	Appui	6,62	6HA12 = 6,79	15

Tableau.VI.1 Résumé des résultats du ferrailage.

La nappe supérieure :



La nappe inférieure :

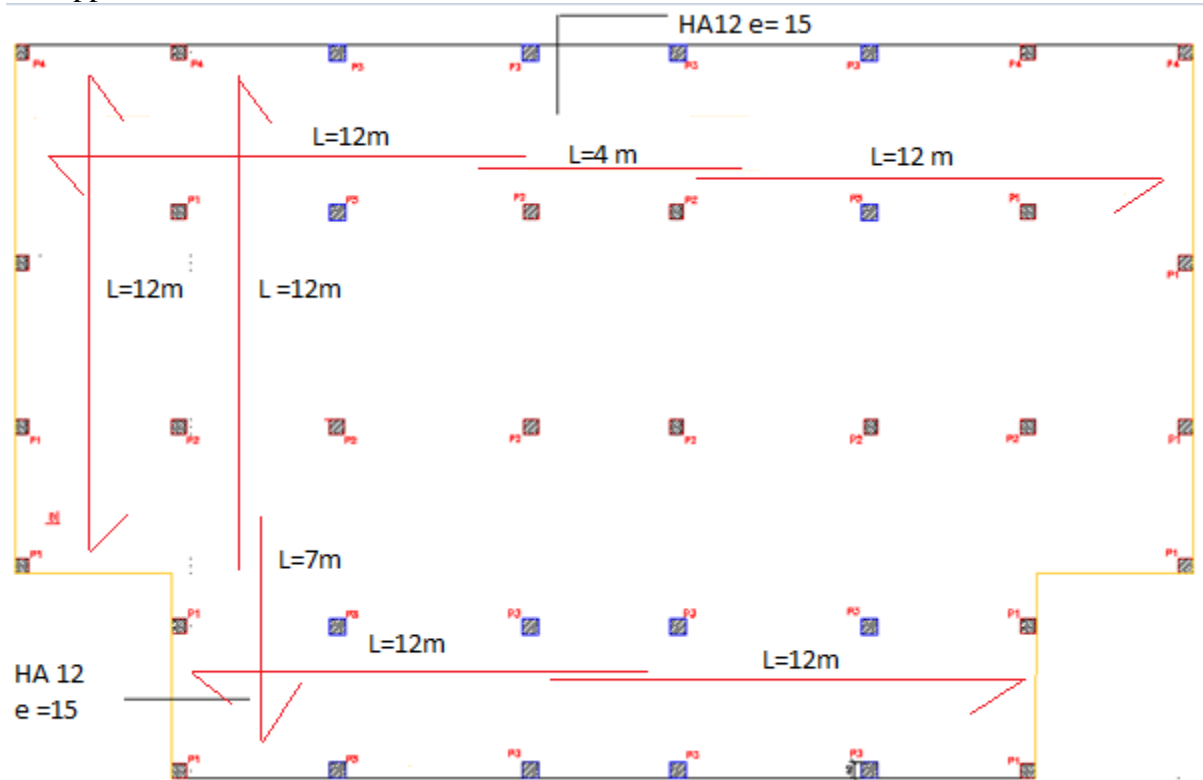


Figure VI-10 : Les Plans de Coffrage et Ferrailage du Radier

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériennes.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

*La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

*La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux. Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).







Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie., nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.


Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

LES LIVRES:

-  Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN-
EYROLLES 1992;
-  Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX-
3^{eme} édition 99;
-  D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;
-  Règles Parasismiques Algériennes RPA 99
-  D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
-  Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.

-  Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études

LOGICIELS

- Logiciel AUTOCADDessin
- Logiciel ROBOT
 - *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.....Calcul
 - *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015.....Calcul