

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : TECHNOLOGIE

Département : GENIE CIVIL

Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

**CONCEPTION ET CALCUL D'UN BATIMENT C+5 À USAGE
MULTIPLE**

Présenté par : *SERINE ATAILIA*

Encadrant : *KHELIFI WALID*

MCA

Université Badji mokhtar ANNABA

Jury de Soutenance :

DJOUINI Chaouki	MCB	Université Badji Mokhtar	Président
KHELIFI Walid	MCA	Université Badji Mokhtar	Encadrant
KEBAILI Bachir	MCA	Université Badji Mokhtar	Examineur

Année Universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

*Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, je dédie ce
modeste travail à :*

*les professeurs qui m'ont enseigné durant mes études jusqu'à la fin de ma
formation, qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long
chemin, particulièrement ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu
durant toute ma vie, afin de me voir un master diplômée ,*

Mon père, Mon très cher frère et sœur et Maya

Toute ma famille sans exception

Mes collègues : Dounia, Fatimata et Najette .

Tous ceux qui nous sont très chers.

Remerciement

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur Mr KHELIFI Walid pour son soutien, et aussi tous mes professeurs de Master ,je remercie également le bureau d'étude OURITI HINDA et son ingénieure Hanane pour ses efforts et son aide durant la période du stage ;et aussi ma mère bureau d'étude IDIR pour son encouragement durant toute la période du réalisation de ce projet.

Je remercie les membres des jurys pour l'effort qu'ils vont le faire pour d'examiner ce modeste travail.

Enfin je vous remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

ملخص

العنوان:

تصميم وحساب عمارة متعددة الاستخدامات C+5

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لعمارة متعددة الأغراض يتكون الطابق الأرضي+5 طوابق ذات شكل منتظم في المخطط .باستخدام القواعد الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 وC.B.A93)، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

يتعلق الأول بالوصف العام للمشروع مع عرض لعناصر المبنى؛ ثم البعد المسبق للهيكل وأخيرا تقييم الأحمال

الجزء الثاني يتعلق بدراسة العناصر الثانوية (السلالم والأرضيات والألواح الصلبة)

يتناول الجزء الثالث الدراسة الديناميكية للهيكل الذي قام به برنامج الحساب ROBOT من أجل تحديد الأحمال المختلفة الناتجة عن الأحمال (الحمل الدائم وحمل التشغيل والحمل الزلزالي).

الجزء الأخير يتعلق بحساب تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأعمدة، الحزم، الجدران) والأساسات.

الكلمات المفتاحية: البناء، الخرسانة المسلحة، ROBOT، RPA99، CBA93.

ABSTRACT

TITLE :

DESIGN AND CALCULATION OF A MULTIPLE-USE BUILDING

This project presents a detailed study of a multi-purpose building, consisting of a ground floor + 5 stories with a regular plan form.

Using the new regulations for reinforced concrete design and verification (RPA99V2003 and CBA 93), this study is divided into four parts:

The first concerns the general description of the project, with a presentation of the building's elements; then the pre-dimensioning of the structure and finally an evaluation of the loads.

The second part covers the study of secondary elements (acroteria, staircases, floors and solid slabs).

The third part deals with the dynamic study of the structure, using ROBOT calculation software to determine the various stresses due to loading (permanent load, operating load and seismic load).

The last part deals with the reinforcement calculations for the structure's various load-bearing elements (columns, beams, walls) and foundations.

KEYWORDS: *Building, Reinforced Concrete, ROBOT, RPA99, CBA93*

RÉSUMÉ

TITRE :

CONCEPTION ET CALCUL D'UN BATIMENT C+5 À USAGE MULTIPLE

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple, constitué d'un rez-de-chaussée + 5 étages ayant une forme régulière en plan.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA 93), cette étude se compose de quatre parties :

La première concerne la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment ; ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin une évaluation des charges

La deuxième partie concerne l'étude des éléments secondaires (l'acrotère les escaliers, les planchers et les dalles pleines)

La troisième partie traite l'étude dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique).

La dernière partie concerne le calcul de ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) et les fondations.

Mots clés : Bâtiment, Béton Armé, ROBOT, RPA99, CBA93

T ***ABLE***

D ***ES***

M ***ATIERES***

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENT

DEDICACE

RESUME

ABSTRACT

ملخص

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

1. Introduction.....	2
2. Implantation et présentation de l'ouvrage.....	2
3. Données géotechniques du site	2
4. Caractéristiques géométriques.....	2
5. Conception de la structure	3
5.1. Ossature de l'ouvrage.....	3
5.2. Plancher.....	3
5.3. Escaliers.....	3
5.4. Maçonnerie.....	4
5.5. Revêtement.....	4
5.6. Acrotère.....	4
6. Caractéristiques des matériaux	4
6.1. Béton	4
6.1.1. Les constituant du béton.....	5
6.1.2. Dosages	5
6.1.3. Résistance.....	5
6.1.4. Module de déformation longitudinale.....	6
6.1.5. Coefficient de poisson	6
6.1.6. Contrainte ultime de cisaillement du béton	7
6.1.7. La contrainte de compression à l'ELU	7
6.1.8. La contrainte de compression à l'ELS	7
6.2. L'acier	8
6.2.1. Définition	8
6.2.2. Caractéristiques des aciers utilisés	8
6.2.3. Contraintes limites des aciers.....	8
7. Les hypothèses de calcul	9

CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

1. Introduction	11
2. Prédimensionnement	11

2.1.	Plancher.....	11
2.1.1.	Plancher à corps creux.....	11
2.1.2.	Plancher à dalle pleine.....	12
3.3.	Poutres.....	12
3.4.	Poutrelles.....	13
3.5.	Les voiles.....	14
3.6.	Les escaliers.....	15
3.7.	L'acrotère.....	16
3.8.	Les poteaux.....	17

CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

1.	Introduction	21
2.	Plancher corps creux.....	21
2.1	Ferraillage des poutrelles	21
2.2	Charge revenant aux poutrelles.....	21
3.	Ferraillage	21
3.1	L'espacement	22
3.2	Vérification des efforts tranchant.....	22
3.4	Ferraillage de la dalle de compression.....	23
4.	Dalle pleine (Balcon)	24
4.1	Ferraillage.....	24
4.2	Balcon	25
4.2	Condition non fragilité.....	25
4.3	L'espacement	25
4.4.	Vérification des efforts tranchant	25
4.5.	Vérification de la flèche	26
5.	Escalier.....	26
5.1	-Calcul des sollicitations.....	27
5.2	-Calcul des réactions d'appuis et les efforts internes.....	27
6.	L'acrotère	35
7.	Sollicitation	35
7.2	Ferraillage	36
7.3	Condition non fragilité	36
7.4	L'espacement	37
7.5	Calcul des armatures de réparations	37
7.7	L'espacement	37

7.8 Vérification de l'effort tranchant	37
7.9 Vérification au séisme	38

CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE

1. Introduction.....	40
2. Combinaison d'action	40
3. Modélisation de la structure étudiée.....	41
3.1.Modélisation mathématique.....	41
3.2.Description du logiciel ROBOT.....	41
3.3.Modélisation des éléments structuraux.....	42
3.4.Disposition des voies	43
4. 1. Résultats de l'analyse modale.....	44
4.2 Interprétation des résultats.....	44
5. Vérifications règlementaires.....	44
5.1. Effort normal réduit	44
5.2. Estimation de la période fondamentale.....	45
5.3 La résultante des forces sismiques.....	45
5.4. Calcul de l'action sismique	45
5.6. Coefficient d'accélération de zone (A)	45
5.7. Coefficient de comportement global de la structure (R)	46
6. Facteur de qualité (Q)	47
7. Facteur d'amplification dynamique (D)	48
8. Poids total	49
9. Vérification de l'excentricité	49
A. Les déplacements latéraux inter-étage.....	50
B. Les déplacements max au sommet	50
C. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	51
D. Vérification au renversement :.....	52
10. Conclusion	

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1. Introduction.....	53
2. Hypothèses de calculs.....	53
3. Ferrailage des poteaux	53
3.1. Combinaisons spécifiques de calcul	53
3.2. Exemple de calcul du ferrailage.....	54
3.2.1.Calcul de ferrailage longitudinal.....	54
3.2.2.Calcul de ferrailage transversal.....	54
4. Calcul de Section en Flexion Déviée Composée.....	55

4.1 section	55
4.2 Efforts appliqués	55
4.3 Analyse par Cas(ELU-ELS-ELA).....	56
4.4 Résultat	57
5.Vérification au cisaillement	58
5.1 Vérification de l'effort tranchant	58
5.2 Calcul de ferrailage transversal	58
6. Calcul de ferrailage	58
6.1 Combinaisons spécifiques de calcul	59
6.2 Recommandation du RPA99 version 2003.....	60
6.3 Poutre Principale.....	60.
6.4 Poutre secondaire.....	61
7. Ferrailage des voiles	61
8. Plan de repérage des voiles :.....	66
9. Les vérifications.....	67

CHAPITRE 6 : ETUDE DES FONDATIONS

1. Introduction	72
2. Reconnaissance du sol.....	72
3. Combinaisons d'actions à considérer.....	72
4. Choix du type des fondations.....	72
5. Pré dimensionnement des semelles filantes.....	73
6. La vérification nécessaire des semelles.....	74
7. La modélisation.....	75
8. Calcul le Ferrailage.....	76
8.1 Ferrailage des nervures.....	77
8.2. Ferrailage longitudinal.....	77
8.3. Calcul des armatures transversales.....	77
8.4. Schéma de ferrailage :.....	78
8.5 Ferrailage des semelles	79
9. Etude des longrines.....	80
9.1 Introduction.....	80
9.2 Calcul du ferrailage.....	81

CONCLUSION GENERALE	82
----------------------------------	----

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

LISTE

DES

FIGURES

• LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

Figure 1.1 : Caractéristiques géométriques en plan et en élévation.....	3
Figure 1.2 : Diagramme des contraintes déformations du béton.....	7
Figure 1.3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.....	8
Figure 1.4 : Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers.....	9

CHAPITRE 2 : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Figure 2.1 : Plancher à corps creux	11
Figure 2.2 : Dimension des poutres principales.....	13
Figure 2.3 : Dimension des poutres secondaires.....	13
Figure 2.4 : Poutrelle.....	14
Figure 2.5 : Coupes des voiles en élévation.....	14
Figure 2.6 : Composantes d'un escalier.....	15
Figure 2.7 Escalier.....	15
Figure 2.8 : Dimension de l'acrotère.....	16
Figure 2.9 : disposition des matériaux pour plancher à corps creux de la terrasse...	17
Figure 2.10. : Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux.....	18

CHAPITRE 3 : ETUDE LES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure 3.1 : Cartographie des planchers (M11).....	22
Figure 3.2 : ferrailage coupe en travée	23
Figure 3.3 : ferrailage coupe en appuis.....	23
Figure 3.4 : schéma dalle pleine (balcon).....	24
Figure 3.5 : balcon	24
Figure 3.6 : Ferrailage et coffrage balcon	26
Figure 3.7 Diagramme des efforts internes à l'ELU de l'escalier.....	29
Figure 3.8 Diagramme des efforts internes à l'ELS de l'escalier.....	31
Figure 3.9 : Ferrailage escalier.....	35
Figure 3.10 : schéma statique de l'acrotère.....	38
Figure 3.11 : ferrailage de l'acrotère.....	39

CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE

Figure 4.1 : Le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT.....	41
Figure 4.2. Modélisation de la structure.....	43
Figure 4.3 : Vérification du résultat.....	46
Figure 4.4 : Disposition des voiles.....	47
Figure 4.5 : Distribution des charges voiles / poteau.....	47

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure 5.1. Ferrailage des poteaux.....	59
Figure 5.2. Ferrailage des poutres principales.	64
Figure 5.3. Ferrailage des poutres secondaires	65
Figure 5.4. Distribution des voiles.	66
Figure 5.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.	67
Figure 5.6. coupe sur voile.....	68

CHAPITRE 6 : ETUDE DES FONDATIONS.

Figure 6.1 : Schéma d'une Semelle filante.....	73
Figure 6.2 : Dimensions de la semelle filante.....	74
Figure 6.3 : Récapitulatif des moments pour les nervures.....	78
Figure 6.4 : Schéma de ferrailage des nervures pour S1.....	79
Figure 6.5 : Schéma de ferrailage des nervures pour S2.....	79
Figure 6.6: Schéma de ferrailage de la longrine.....	81

LISTE

DES

TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

Tableau 1.1 : Caractéristiques des aciers.....	8
--	---

CHAPITRE 2 : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Tableau 2.1 : Epaisseur du voile.....	15
Tableau 2.2 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	17
Tableau 2.3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....	18
Tableau 2.4 : Charge due aux balcons à dalle pleine.....	18
Tableau 2.5 : Charge du palier.....	19
Tableau 2.7 : Charge du paillasse.....	19
Tableau 2.8 : Charge permanente du mur extérieur.....	20
Tableau 2.9 : Charge permanente du mur intérieur.....	20

CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau 3.1 : Ferrailage des poutrelles.....	21
Tableau 3.2 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types des poutrelles.....	25
Tableau 3.3 : Evaluation des charges des planchers.....	25
Tableau 3.4 : Récapitulatif des sollicitations obtenues de l'ETABS à L'ELU /ELS..	26
Tableau 3.5 : Récapitulatif des sollicitations maximales à L'ELU /ELS.....	26
Tableau 3.6 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles.....	38
Tableau 3.7 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.....	38
Tableau 3.8 : calcul de ferrailage de l'acrotère.....	43

CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE

Tableau 4.1 : coefficient d'accélération A.....	44
Tableau 4.2 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)	44
Tableau 4.3 : Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage.....	46
Tableau 4.4 : les conditions des modes et de période calculé.....	47
Tableau 4.5 : les conditions des modes et de période calculé.....	48
Tableau 4.6 : Période et facteur de participation massique.....	49
Tableau 4.7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	49
Tableau 4.8 : Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal.....	50
Tableau 4.9 : Valeurs du déplacement sens (x,x')	51
Tableau 4.10 : Valeurs du déplacement sens (y,y').....	51
Tableau 4.11 : Valeur l'effet P- Δ (Sens longitudinal)	51
Tableau 4.12 : Valeur l'effet P- Δ (Sens transversal)	52

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau 5.1 : Ferrailage des poteaux longitudinal.....	58
Tableau 5.2 : Ferrailage des poteaux transversal.....	59
Tableau 5.3 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres principales....	60
Tableau 5.4 : Calcul des armatures longitudinales des poutres principales a ELA.....	62
Tableau 5.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	64
Tableau 5.8 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	64
Tableau 5.9 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	65

CHAPITRE 6 : ETUDE DES FONDATIONS.

Tableau 6.1 : récapitulatif des moments exercés sur le radier.....	74
Tableau 6.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.....	75
Tableau 6.3 : : Récapitulatif des moments pour les nervures.....	76
Tableau 6.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures.....	79

LISTE

DES

NOTATIONS

UTILISES

NOMENCLATURE

- A** : coefficient d'accélération de zone
A_a : section d'armature en appui
A_l : section d'armature longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
A_r : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
A_t : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
A_x : section d'armature du sens x-x
A_y : 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
B_r : section réduite du béton
C_p : facteur de force horizontale
C_s : coefficient de sécurité
C_r : charge de rupture
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
H_A : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
I_f : moment d'inertie fictif
L : longueur
L_e : longueur en élévation
L_n : entre axe des nervures
L_p : longueur en plan
M : moment fléchissant
M_a : moment fléchissant en appui
M_c : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
M_d : moment fléchissant de la droite
M_e : masse du câble ; moment au centre de la section
M_f : moment fléchissant totale
M_g : 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
 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
 P_r : 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

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème Relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité Imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lier aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à Augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité Terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour Subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous Forme des lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment RDC+5 étages à usage multiple implanté en zone de moyenne Sismicité (zone IIa), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) Contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la Définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la Structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non Structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, L'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour Déterminer les charges sismiques (horizontales) et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul REBOT.
- La cinquième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et Ferrailages).

CHAPITRE 1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

CHAPITRE 1 : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux.

1.	Introduction.....	
2.	Implantation et présentation de l'ouvrage.....	
3.	Données géotechniques du site	
4.	Caractéristiques géométriques.....	
5.	Conception de la structure	
5.1.	Ossature de l'ouvrage.....	
5.2.	Plancher.....	
5.3.	Escaliers.....	
5.4.	Maçonnerie.....	
5.5.	Revêtement.....	
5.6.	Acrotère.....	
6.	Caractéristiques des matériaux	
6.1.	Béton	
6.1.1.	Les constituant du béton.....	
6.1.2.	Dosages	
6.1.3.	Résistance.....	
6.1.4.	Module de déformation longitudinale.....	
6.1.5.	Coefficient de poisson	
6.1.6.	Contrainte ultime de cisaillement du béton	
6.1.7.	La contrainte de compression à l'ELU	
6.1.8.	La contrainte de compression à l'ELS	
6.2.	L'acier	
6.2.1.	Définition	
6.2.2.	Caractéristiques des aciers utilisés	
6.2.3.	Contraintes limites des aciers.....	
7.	Les hypothèses de calcul	

1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

2. Implantation et présentation de l'ouvrage :

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 229 Logements publics locatifs à Sidi Salem –El Bouni-WILAYA D'Annaba.

Bâtiment (C+5) en béton armé à usage multiple à savoir :

- RDC à usage commercial.
- Du 1 au 5^{ème} étage à usage d'habitation (logements de type F3).
- Une terrasse inaccessible.
- Le site est considéré comme meuble (S3).

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 21 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

3. Données géotechniques du site :

Le laboratoire LTPest (Laboratoire des Travaux Publics de l'Est / Annaba) a proposé une étude géotechnique de l'assiette réservée pour la réalisation 229 Logements publics locatifs.

D'après la base des données géologiques, et les résultats d'investigations des géotechniques du Laboratoire,

la capacité portante admissible du sol d'assise retenue est : $\sigma_{sol}=2,0$ bar.

Le terrain étudié est plat, il est constitué essentiellement d'une roche de calcaire compact et très compact et le tuf calcaire blanchâtre, le tout est masqué d'une terre végétale et remblai.

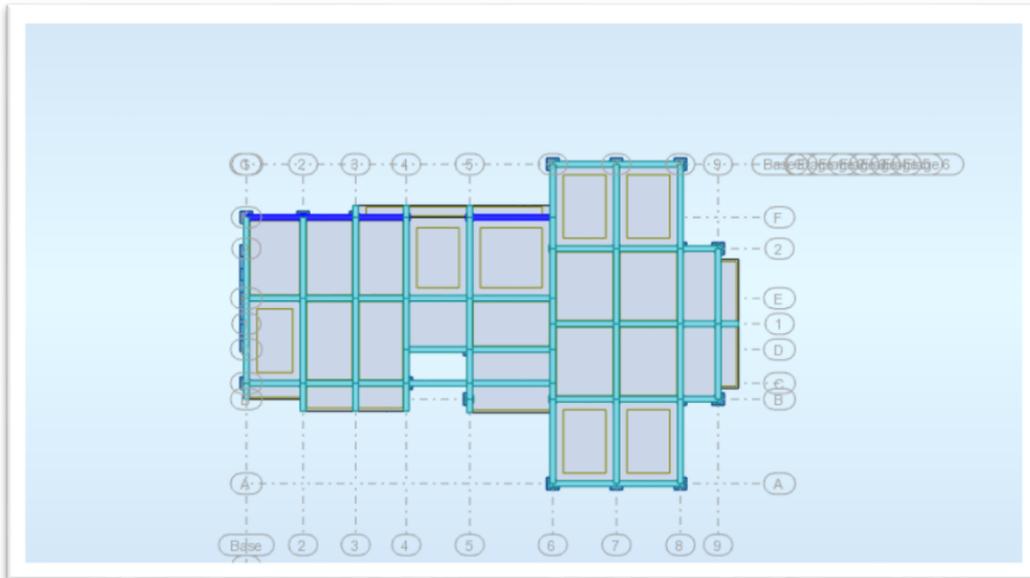
4. Caractéristiques géométriques :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- Longueur en plan -----25.5 m
- Largeur en plan-----17.20 m
- Hauteur totale (sans acrotère) -----19.75 m

- Hauteur de RDC -----3.15 m
- Hauteur d'étage courant-----3.15 m

5. Conception de l'ouvrage :



C'est une ossature auto-stable réalisée avec système portique (poteau –poutre).

5.2. Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

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

- **Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

- **Planchers dalle pleine :**

C'est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis.

5.3. Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers intermédiaire.

5.4. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

- **Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

- **Murs intérieurs :**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

5.5. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

5.6. Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

5. Caractéristiques des matériaux :

6.1. Béton :

➤ **Définition :**

Le béton s'obtient après un mélange judicieux de ciment, des granulats et de l'eau. Il doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).

➤ **Les avantages du béton :**

- La résistance à la compression.
- Souplesse d'utilisation
- Entretien facile.
- Résistance au feu.
- Possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de forme variés.

➤ **Les inconvénients du béton :**

- Résistance très faible à la traction
- Poids volumique élevé 2500 kg / m³

- Difficulté de modifier un élément de l'ouvrage déjà existant.

6.1.1. Les constituant du béton :

➤ **Ciment :**

C'est un liant hydraulique, il est caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

➤ **Les granulats :**

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans traitement mécanique préalable.
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

➤ **Les adjuvants :**

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dans le but d'améliorer certaines propriétés du béton.

Exp : Retardateur de prise, accélérateur de prise, hydrofuges...etc.

5.1.2. Dosages :

Plusieurs formulations de béton seront établies en amont, en fonction du besoin au niveau du chantier et également en fonction des matières premières existantes dans la région où l'ouvrage est implanté.

5.1.3. Résistance :

➤ **Résistance mécanique à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axial d'un cylindre droit, de révolution de diamètre 16cm, de hauteur 32cm pour un granulat de diamètre au plus égal à 40mm. Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20Mpa et au plus égale à 45Mpa.....**RPA99 version 2003 (Art 7.2.1.)**

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40\text{MPa}.....(1) \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40\text{MPa}.....(2) \end{array} \right. \dots \dots \dots [1] \text{ [CBA93 Article A. 2.1. 11]}$$

Lorsque $28 < j < 60 \rightarrow$ on utilise la relation (1)

Lorsque $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise la relation $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ avec : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

➤ **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots[1] \text{ CBA93 (Article A. 1. 2. 12)}$$

Pour notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

5.1.4. Module de déformation longitudinale :

➤ **Module de déformation instantanée :**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.2.2.21)}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc : $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

➤ **Module de déformation différée :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.2.1.22)}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc : $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$.

5.1.5. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0.2 \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré (ELS)} \\ \nu = 0 \rightarrow \text{Pour le béton fissuré (ELU)} \end{array} \right\} \dots \text{CBA93 (Article A. 2. 1. 3)}$$

6.1.6. Contrainte ultime de cisaillement du béton :

Dans le cas où les armatures d'âmes sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après **CBA93 (Art A.5.2.11)** on a :

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{ Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Donc : $\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Fissuration préjudiciable.

5.1.6. La contrainte de compression à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Art A. 4. 3. 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Pour une situation courante} \end{cases}$$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions > 24h

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et compris entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions < 1h.

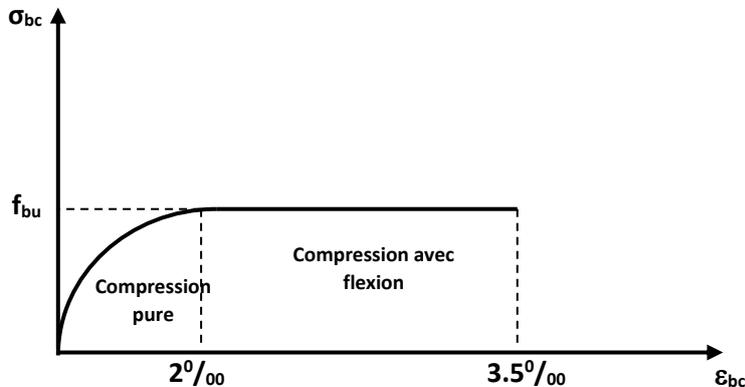


Figure 1.2 : Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme **parabole rectangle (Figure 1.2)** est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

5.1.7. La contrainte de compression à l'ELS :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Art A.4.5.2).}$$

Avec dans notre cas : $f_{c28}=25\text{MPa}$.

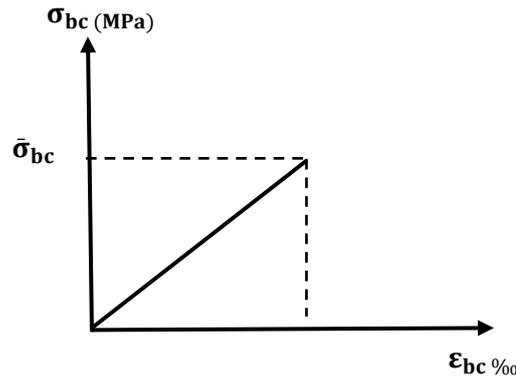


Figure 1.3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

6.2. L'acier :

6.2.1. Définition :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, ils sont destinés à équilibrer les efforts de traction, et éventuellement de compression quand le béton ne pourrait supporter seul. Sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E .

6.2.2. Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TLE520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau 1.1 : Caractéristiques des aciers.

6.2.3. Contraintes limites des aciers :

- L'état limite ultime :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_{stel} \text{ que } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \dots \text{ Pour une situation durable.} \\ \gamma_s = 1. \dots \dots \text{ Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

Avec : $f_e = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ En situation durable.

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ En situation accidentelle.

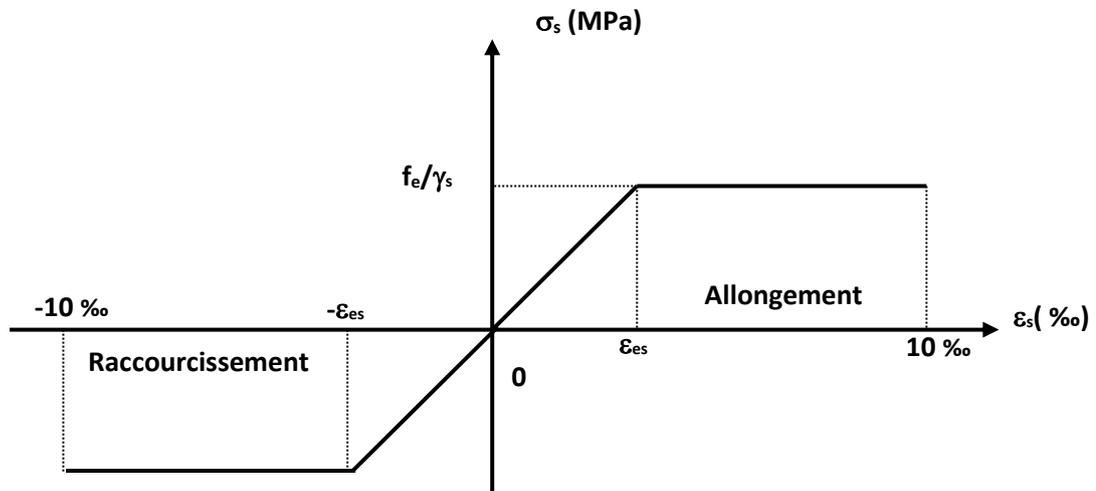


Figure 1.4: Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers.

• **L'état limite de service :**

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \right) \times fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right]$
- Fissuration très nuisible : $\bar{\sigma}_s = \min [0.5 \times fe ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$

Avec :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \\ \delta_{st} = fe/\gamma_s \end{cases}$$

7. Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10819 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : « fe. E400 » H.A $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

CHAPITRE1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

- Transversales : on a choisi le : « fe. E235 » R.L
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe. E520 » T.S fe=520
Mpa.

CHAPITRE 3

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

1. Introduction
2. Prédimensionnement
- 2.1. Plancher.....
 - 2.1.1. Plancher à corps creux.....
 - 2.1.2. Plancher à dalle pleine.....
- 3.3. Poutres.....
- 3.4. Poutrelles.....
- 3.5. Les voiles.....
- 3.6. Les escaliers.....
- 3.7. L'acrotère.....
- 3.8. Les poteaux.....

1. Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques. Le prédimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles BAEL91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

2. Pré-dimensionnement :

2.1. Plancher :

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers :

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

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

2.1.1. Plancher à corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ht telle que $ht = h_{cc} + h_{dc}$

Avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

En vérifiant la condition suivante d'après le **CBA93 Art (B.6.8.4.2.4)**.

$$\frac{L_{max}}{22.5} \leq ht$$

Avec :

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

ht : Hauteur totale du plancher.

$$\frac{440}{22.5} \leq ht \quad \Rightarrow \quad 0.195 \text{ m} \leq ht$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de **20 cm**.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} : \text{ hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{ hauteur de dalle de compression.} \end{array} \right.$

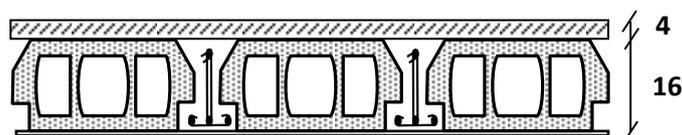


Figure 2.1 : Plancher

2.1.2. Les balcons (dalle pleine) :

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

- **Résistance au feu :**

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

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

- **Isolation phonique :**

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

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

- **Résistance à la flexion :**

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis : $Lx / 35 < e < Lx / 30$.
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx / 45 < e < Lx / 35$.

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 3 appuis ont une portée égale à :

$$Lx = 1,56 \text{ m} = 156 \text{ cm}.$$

$$\text{La dalle pleine : } 156/45 < e < 156/30 \Rightarrow 3,46 < e < 4,45$$

$$\Rightarrow e = 15 \text{ cm}.$$

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ pour toutes les dalles pleines.

3.2. Poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

- Les poutres principales : Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Les poutres secondaires : Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

D'après les règles de B.A.E.L 91 on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : distance entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

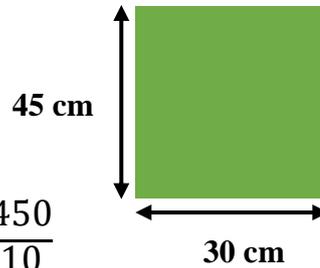
• **Poutres principales :**

On a :

$$L = 4.50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

⇒ **Figure2.2** : Dimension des poutres principales.



On prend : h=45 cm et b=30 cm

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×45) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99/2003 art (7.5.1)** qui sont les suivantes :

$$b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h/b = 35/30 = 1.16 < 4 \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Les poutres secondaires**

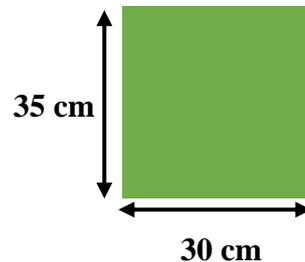
On a :

$$L = 4.40 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$$

$$\Rightarrow 29.33 \leq h \leq 44$$

Figure2.3 : Dimension des poutres secondaires.



On prend : h=35cm et b=30cm

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×35) cm²

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 35/30 = 1.16 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.3. Les poutrelles :

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

La largeur de la table de compression est égale à :

$$b = b_0 + 2b_1$$

Avec :

$$b^1 = \min \left\{ \frac{L^0}{2}, \frac{L}{10} \right\}; b^0 = 10 \text{ cm } b_1 = \text{cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$

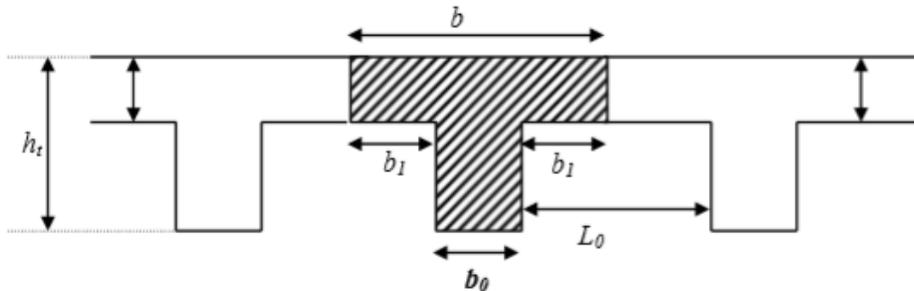


Figure 2.4. Poutrelle.

3.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fonctions sont charges et sont charges de reprendre efforts horizontaux dus aux séismes. L'épaisseur minimale exigée par le RPA99 est de 15cm pour le sous-sol et étages courants, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage h_e On a les conditions suivantes à vérifier :

$$L \geq e \times 4$$

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

L :longueur de voile.

e : l'épaisseur de mur voile

- Pour le voile de RDC :

$$a \geq \frac{315 - 35}{20}$$

$$a \geq 14 \text{ cm}$$

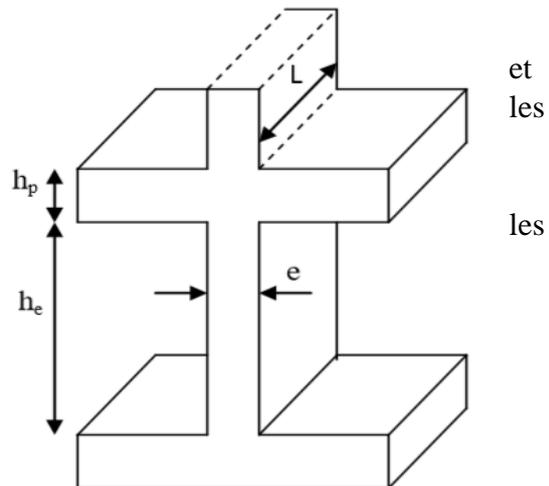


Figure 2.5 : Coupes des voiles en élévation

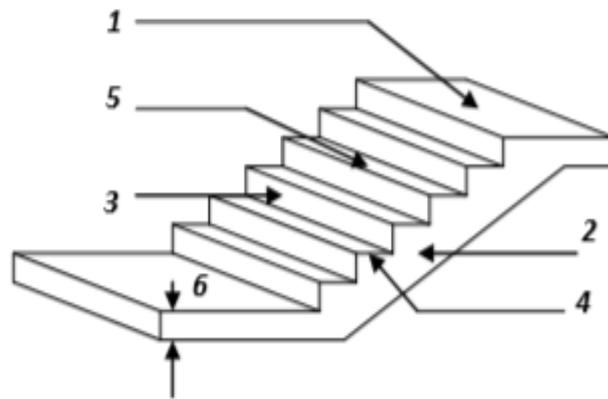
Pour tous les niveaux	Épaisseur
	20 cm

Tableau 2.1 : Epaisseur du voile.

3.5. L'escalier :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- 1 → palier.
- 2 → palliase.
- 3 → contre marche.
- 4 → giron.
- 5 → emmarchement.
- 6 → épaisseur.



L'escalier de notre projet est de même type : deux volées et un palier intermédiaire.

« g et h » sont donnée par l'architecte

Figure 2.6 : Composantes d'un escalier.

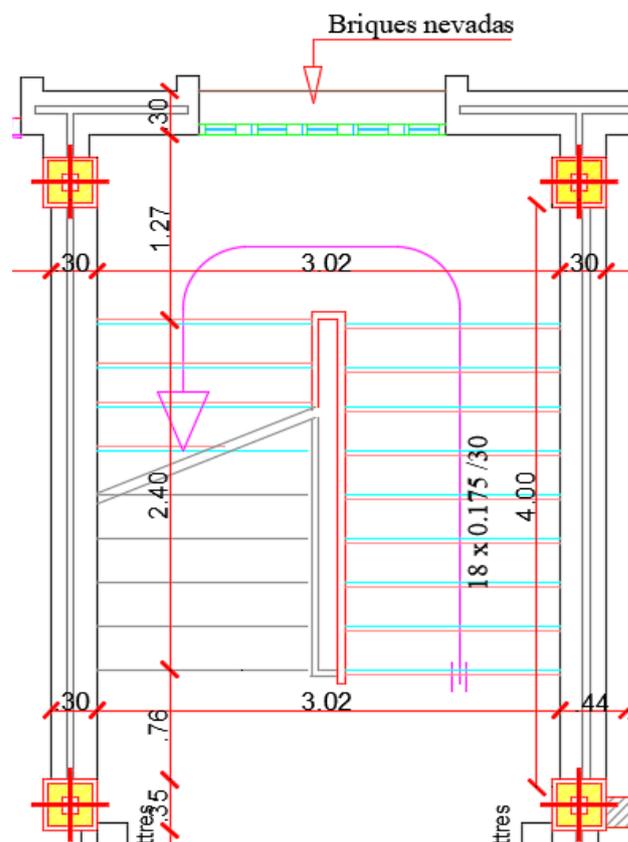


Figure 2.7escalier

L'inclinaison de la pailasse :

$$\tan \alpha_1 = \frac{H}{L} = \frac{157.5}{240} \Rightarrow \alpha = 33.26^\circ$$

- Longueur de la pailasse :

$$L_{p1} = 240$$

Epaisseur d'escalier :

$$\begin{aligned} \frac{L}{30} &\leq e \leq \frac{L}{20} \\ \Rightarrow \frac{400}{30} &\leq e \leq \frac{400}{20} \\ \Rightarrow 13.33 &\leq e \leq 20 \end{aligned}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

- Epaisseur de palliase :

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

3.6. L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

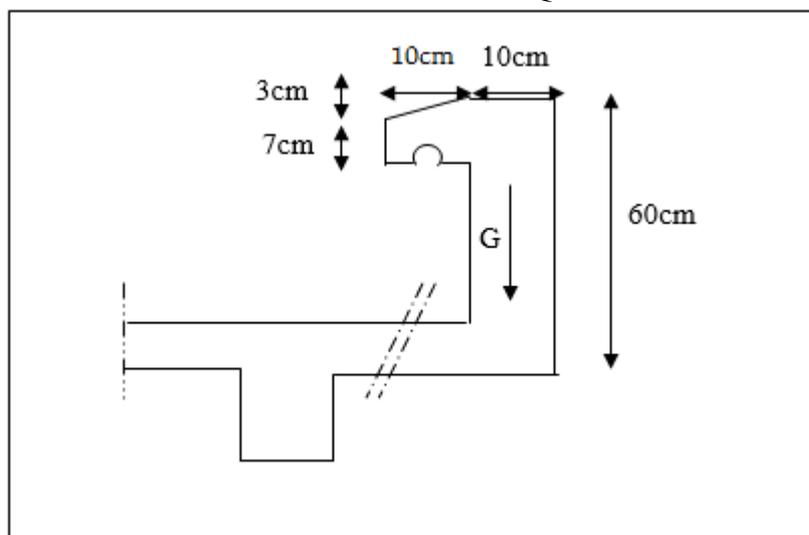


Figure 2.8 : Dimension de l'acrotère.

- Hauteur H=60cm
 - Epaisseur e=10cm
- $$S = (0.6 \times 0.10) + (0.03 \times 0.1) / 2 + (0.07 \times 0.1) = 0,0685 \text{m}^2$$

3.6. Les poteaux :

Un poteau est un élément qui assure la transmission verticale des charges d'une structure vers un autre élément porteur, ou à la fondation.

Les dimensionnements s'effectuent selon le cas la plus défavorable traite après à partir de logiciel robot

2. Evaluation des charges et surcharges :

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

- **Plancher terrasse inaccessible :**

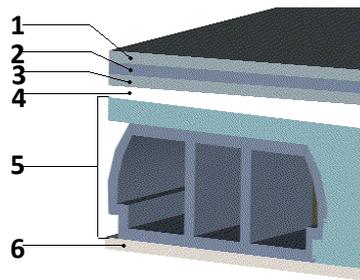


Figure 2.9 : disposition des matériaux pour plancher à corps creux de la terrasse.

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	e(m)	G(Kg/m ²)
Protection gravillon	1700	0.05	85
Etanchéité multicouche	600	0.02	12
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique en liège	400	0.04	16
Dalle en corps creux (16+4)	/	0.20	280
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	633 kg/m ²		
Q	100 kg/m ²		

Tableau 2.2 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.

- **Plancher étage courant :** (usage habitation)

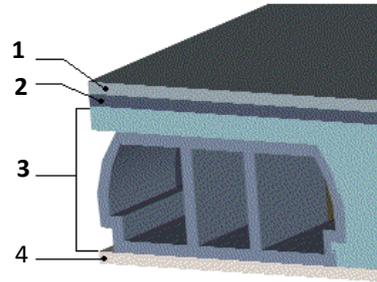


Figure 2.10 : Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux.

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{Kg/m}^2)$
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.2	36
Dalle en corps creux (16+4)	/	0.20	280
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons intérieures	1000	0.1	100
G	520 kg/m ²		
Q	150 kg/m ²		

Tableau 2.3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

- **Balcon :**

Désignation	$\rho(\text{Kg/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{Kg/m}^2)$
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.2	36
Dalle pleine 15 cm	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons + enduit de ciment	/	0.1	162
G	520 kg/m ²		
Q	350 kg/m ²		

Tableau 2.4 : Charge due aux balcons à dalle pleine.

• Escalier :

a) Palier :

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.2	36
Dalle pleine 15 cm	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	515 kg/m ²		
Q	250 kg/m ²		

Tableau 2.5 : Charge du palier.

b) Volée (pailleasse) :

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)	
Carrelage	Horizontal	2200	0.01	22
	Vertical	2200	0.01	22
Mortier de pose	Horizontal	2000	0.01	20
	Vertical	2000	0.01	20
Lit de sable	1800	0.2	36	
Dalle pleine 15 cm	2500	0.15/cos 32.52	444	
Poids des marche	2200	0.17/2	187	
Enduit en plâtre	1000	0.02	20	
Garde de corp	/	/	100	
G	871 kg/m ²			
Q	250 kg/m ²			

Tableau 2.6 : Charge du pailleasse.

- **Maçonnerie :**
 - a) **Murs extérieurs :**

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuses	900	0.1	90
Brique creuses	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G	228 kg/m ²		

Tableau 2.7 : Charge permanente du mur extérieur.

$$G = 228 \times (3.15 - 0.35) = 638.4 \text{ kg/ml}$$

- b) **Murs intérieurs :**

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuses	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G	138 kg/m ²		

Tableau 2.8 : Charge permanente du mur intérieur.

CHAPITRE 3

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

1.	Introduction	
2.	Plancher corps creux.....	
2.1.	Ferraillage des poutrelles	
2.2.	Charge revenant aux poutrelles.....	
3.	Ferraillage	
3.1.	L'espacement	
3.2.	Vérification des efforts tranchant.....	
3.4.	Ferraillage de la dalle de compression.....	
4.	Dalle pleine (Balcon)	
4.1.	Ferraillage.....	
4.2.	Balcon	
4.2.	Condition non fragilité.....	
4.3.	L'espacement	
3.	Vérification des efforts tranchant	
3.1.	Vérification de la flèche	
4.	Escalier.....	
4.1.	-Calcul des sollicitations.....	
4.2.	-Calcul des réactions d'appuis et les efforts internes.....	
5.	L'acrotère	
6.	Sollicitation	
6.2.	Ferraillage	
6.3.	Condition non fragilité	
6.4.	L'espacement	
6.5.	Calcul des armatures de réparations	
6.7.	L'espacement	
6.8.	Vérification de l'effort tranchant	
6.9.	Vérification au séisme	

1. Introduction :

Dans ce chapitre on étudiera tous les éléments secondaires tels que les planchers (les poutrelles), les escaliers, l'acrotère, et les balcons.

2. Plancher à corps creux :

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

2.1 Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servent à transmettre les charges aux poutres principales.

2.3 Charge revenant aux poutrelles :

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

⇒ Donc la poutrelle sera soumise à une charge uniforme linéaire de **0.60*q** (q est la charge totale sur le plancher a corps creux).

3 Ferrailage :

En travée : le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

En appuis : la table de compression est tendue, un béton tendu ne se consolide pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire (b₀ x h).

⇒ Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

M _u (KN.m)	M _s (KN.m)	b (cm)	h (cm)	b ₀ (m)	h ₀ (cm)	c (m)	A _{Scal} (c m ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Sadop} (cm ²)
14x0.65 =9.1	10x0.65 =6.5	/	20	10	/	2,5	2,1	0,21	2HA12=2,26
10.12x0.65 =6.57	7.32x0.65 =4.75	65	20	10	4	2,5	1,4	1,37	2HA12=2,26

Tableau3.1 : ferrailage des poutrelles.

Rq : la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Condition non fragilité : $A_s \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

En appuis :

$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 10 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$

$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$

1.

1. Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée.

Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et la durée des vibrations.

L'effet du séisme sur les structures est important : peut provoquer leur endommagement, voire même leur effondrement, les sollicitations sismiques possèdent les caractères spécifiques suivants :

- Caractère Horizontales (suivant x et y) : la base d'une structure est soumise à de brusques accélérations dans toutes les directions.
- Caractère Cylindrique (Torsion suivant z) : Contrairement aux charges habituelles, les sollicitations sismiques agissent de manière alternée, dans un mouvement brutal de va-et-vient qui se répète plusieurs fois.
- Caractère dynamique : Les mouvements de la base étant rapides et saccadés, les étages n'arrivent pas à les suivre instantanément. En raison de leur masse, les étages suivent les mouvements avec un temps de retard.

Le principe de la construction parasismique est basé sur :

- Le choix du site.
- La conception architecturale.
- Le respect des règles parasismiques.
- La qualité de l'exécution.
- La maintenance des bâtiments.

Dans ce qui suit, on va effectuer l'étude sismique de l'ouvrage en suivant une méthode de calcul bien définie dans le RPA, afin de confirmer nos suggestions sur le prédimensionnement des éléments (Chapitre II).

2. Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :
Ultime, service, accidentel.

1.Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales

Le ferrailage des éléments de la structure sera étudié à l'aide de l'outil informatique de logiciel d'analyse des structures (Rebot), qui permet de déterminer les efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

2.Hypothèses de calculs :

- Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003.
- Les poutres /voiles seront ferrillées avec la quantité nécessaire sur chaque niveau.
- Pour faciliter le calcul et l'exécution des poteaux nous allons calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive sur chaque niveau.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

3.Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à deux moments de flexion « Mx et My » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion déviée composée.

3.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

$$\begin{cases} 1.35G + 1.35Q & \rightarrow ELU \\ G + Q & \rightarrow ELS \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99

$$\begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$$

$$M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$$

$$N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$$

1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier.

Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

2. Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de :

(D'après le rapport de sol)

- La Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$
- Le Coefficient de raideur du sol. $K_z : = 40\,000 \text{ KN/m}^3$

3. Combinaisons d'actions à considérer :

les fondations superficielles sont dimensionnées selon la combinaison de l'État limite de service **ELS=G+Q**

4. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La nature et le poids de la superstructure
- La capacité portante du sol
- Les charges transmises au sol

Pour adopter le type de fondation il faut calculer la surface nécessaire de fondation :

$$\text{On a } \frac{N}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logiciel robot

$$(N=24016,65 \text{ KN})$$

S_s : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{24016,65}{200} = 120,08 \text{ m}^2$$

Introduction :

Dans ce chapitre on étudiera tous les éléments secondaires tels que les planchers (les poutrelles), les escaliers, l'acrotère, et les balcons.

2. Plancher à corps creux :

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

2.1 Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servent à transmettre les charges aux poutres principales.

2.3 Charge revenant aux poutrelles :

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

⇒ Donc la poutrelle sera soumise à une charge uniforme linéaire de **0.60*q** (q est la charge totale sur le plancher a corps creux).

3 Ferrailage :

En travée : le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

En appuis : la table de compression est tendue, un béton tendu ne se consolide pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire (b₀ x h).

⇒ Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	b (cm)	h (cm)	b₀ (m)	h₀ (cm)	c (m)	A_{Scal}(c m²)	A_{min}(cm²)	A_{Sadop}(cm²)
Appuis	14x0.65 =9.1	10x0.65 =6.5	/	20	10	/	2,5	2,1	0,21	2HA12=2,26
Travée	10.12x0.65 =6.57	7.32x0.65 =4.75	65	20	10	4	2,5	1,4	1,37	2HA12=2,26

Tableau3.1 : ferrailage des poutrelles.

Rq : la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Condition non fragilité : $A_s \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

En appuis :

$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 10 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$

$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

En travée :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,37 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

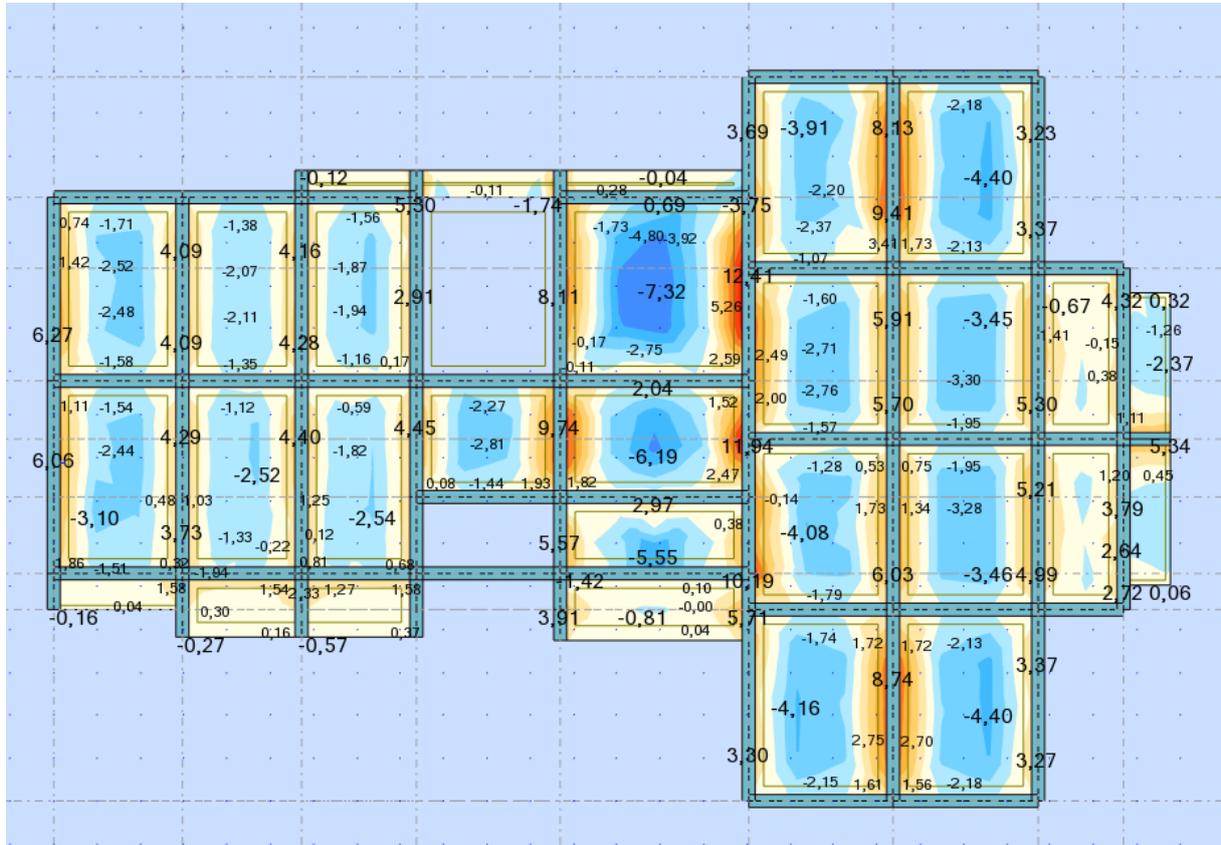


Figure3 .1 : Cartographie des planchers (M11).

Choix des armatures transversales :

Selon le B.A.E.L

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varnothing_0 \right) = \min (5,71 ; 10 ; 12) \Rightarrow \varnothing_t \leq 5,71 \text{ mm}$$

On prend un diamètre de $\varnothing = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

3.1 .L'espacement :

D'après le B.A.E.L $\Rightarrow S_{t1} \leq \min (0,9d ; 40\text{cm})$

$$\Rightarrow S_{t1} \leq \min (15,75; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 15,75 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{0,9 \times 1 \times 4000}{1,15 \times 10 (7,19 - 0,3 \times 21 \times 1)} = 35,17 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{t2} \leq 35,17 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$K = 1 \text{ (flexion)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{1 \times 400}{0.4 \times 10} = 100 \text{ cm} \Rightarrow S_{t3} \leq 100 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq \min(15.75; 35.17; 10) \Rightarrow S_t \leq 15.75 \text{ cm}$$

Alors : $S_t = 15 \text{ cm}$

3.2 Vérification des efforts tranchant :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$V_u = 7.19 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciables)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.41 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

3.4 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression, sera armée par des treillis soudés continus, totalement ancrés dans les appuis de rive.

⇒ On prend un treillis soudé 5/5 (150 x 150).

Schéma de ferrailage :

Les poutrelles intermédiaires :

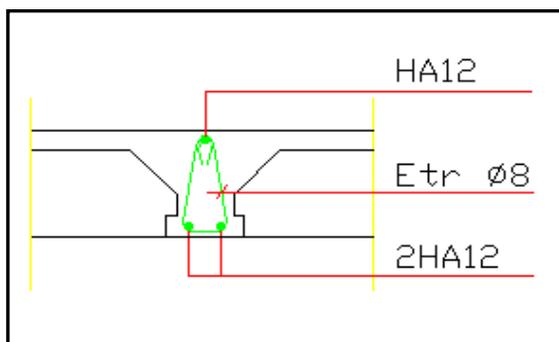


Figure 3.2 : ferrailage coupe en travée.

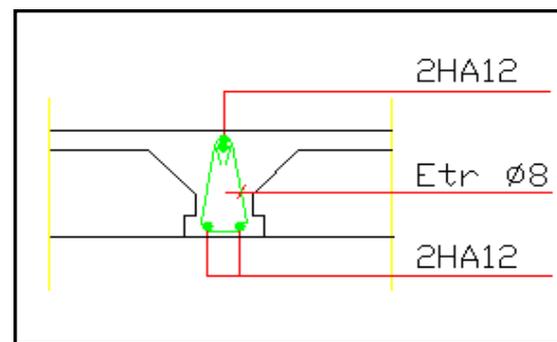


Figure 3.3 : ferrailage coupe en appui.

4. Dalle pleine (Balcon) :

4.1 Ferrailage:

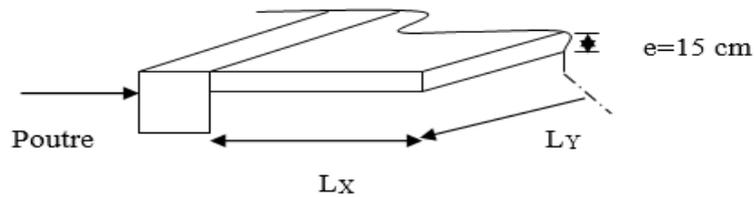


Figure 3.4 : schéma dalle pleine (balcon).

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

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

La fissuration est préjudiciable.

On utilise le logiciel Robot Structural pour calculer les sollicitations et le Robot Expert pour calculer le ferrailage.

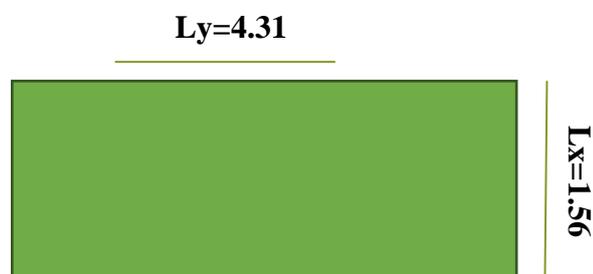
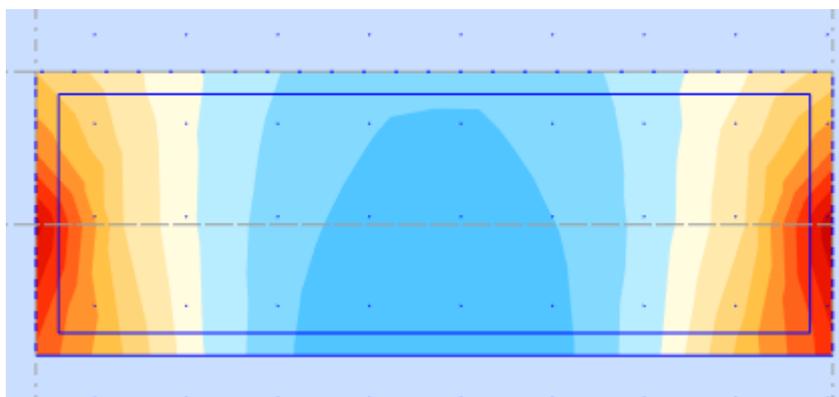


Figure 3.5 : balcon

4.2 Balcon :

$$= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.56}{4.31} = 0,36 < 0,4 \text{ donc : travaille sur une seul sens}$$

Ferrailage sens x



Balcon	Position	M _u (KN .m)	M _s (KN.m)	b (cm)	h (cm)	c (cm)	A _{Scalculé} (cm ²)/ml	A _{Sadoptée} (cm ²)/ml
Balcon	Travée	8.44	6.03	100	15	2,5	2.6	5HA10=3,93
	Appuis	10.43	8.4	100	15	2.5	3.7	5HA10=3,93

Tableau 3.2 : ferrailage des balcons sens x.

Ferrailage sens y

Balcon	Position	M _u (KN .m)	M _s (KN.m)	b (cm)	h (cm)	c (cm)	A _{Scalculé} (cm ²)/ml	A _{Sadoptée} (cm ²)/ml
Balcon	Travée	1.15	0.81	100	15	2,5	1.7	5HA10=3,93
	Appuis	2	1.37	100	15	2.5	1.7	5HA10=3,93

Tableau 3.3 : ferrailage des balcons sens y

4.2 Condition non fragilité :

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

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,51 \text{ cm}^2$$

En travée : (Balcon 01 et 02)

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

En appuis : (Balcon 01 et 02)

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

4.3 L'espacement :

En travée : (Balcon 01 et 02)

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

En appuis : (Balcon 01 et 02)

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

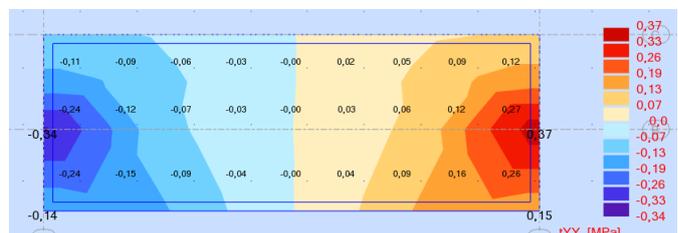
4.4 Vérification des efforts tranchant :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa (fissurarían prejudiciales)}$$

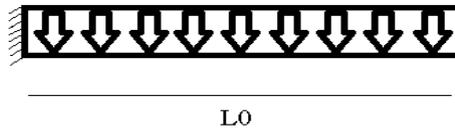
$$\tau_u = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$



4.5 Vérification de la flèche :

La flèche des balcons calculée comme une poutre porte à faux :



La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le **CBA93** comme

$$\text{suit : } \Delta_{fadm} = \frac{L}{250}$$

$$L=1,56 \text{ m; } \Delta_{fadm} = \frac{156}{250} = 0,66 \text{ cm}$$

La vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	Δ_{ft} (cm)	Δ_{fadm} (cm)	Vérification
4,53	5,52	0,64	0,66	vérifier

Tableau 3.4 : vérification de la flèche

Rq :

M_g : Moment de la charge permanente (G)

M_p : Moment de la charge totale à l'ELS (G+Q)

Schéma de coffrage et Ferrailage :

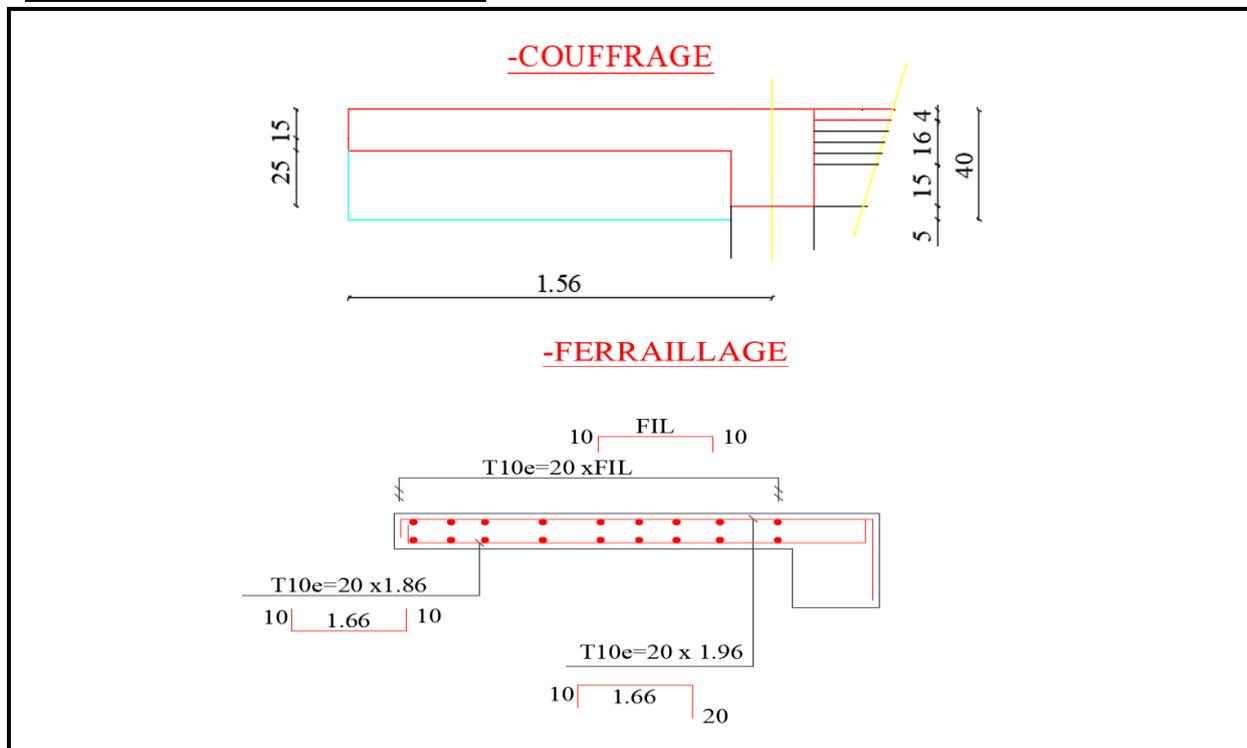


Figure 3.6 : Ferrailage et coffrage balcon

5. Escalier :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient.

Dans notre projet l'escalier à étudier comporte deux volets symétriques donc on va étudier uniquement la volée 1 et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre volée.

5.1 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de **1 ml**

- $G1 \times 1m = 4,75 \times 1 m = 4,75 \text{ KN/ml}$
- $Q_{\text{escalier}} \times 1m = 2,5 \times 1 m = 2,5 \text{ KN/ml}$

ELU: $qu_1 = 1,35 G1 + 1,5 Q = (1,35 \times 4,75) + (1,5 \times 2,5) = 10,16 \text{ KN/ml}$

ELS : $qs_1 = G1 + Q_{\text{escalier}} = 4,75 + 2,5 = 7,25 \text{ KN/ml}$

- $G2 \times 1m = 7,38 \times 1 m = 7,38 \text{ KN/ml}$
- $Q_{\text{escalier}} \times 1m = 2,5 \times 1 m = 2,5 \text{ KN/ml}$

ELU: $qu_2 = 1,35 G2 + 1,5 Q = (1,35 \times 7,38) + (1,5 \times 2,5) = 13,71 \text{ KN/ml}$

ELS : $qs_2 = G2 + Q_{\text{escalier}} = 7,38 + 2,5 = 9,88 \text{ KN/ml}$

Avec **G1** : c'est le poids permanent sur le palier

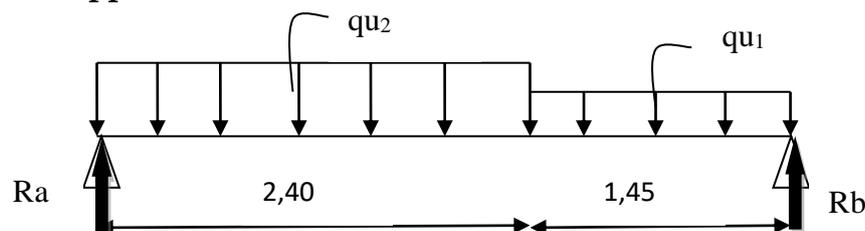
G2 : c'est le poids permanent sur la volée

Q : c'est la charge d'exploitation

5.2 -Calcul des réactions d'appuis et les efforts internes

Calcul à l'ELU :

a- Les réactions d'appuis



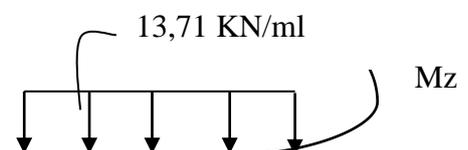
$$Ra = 25,42 \text{ KN} ; Rb = 22,21 \text{ KN}$$

b-Détermination des efforts internes

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon N°1 : $0 \leq x \leq 2,4 m$

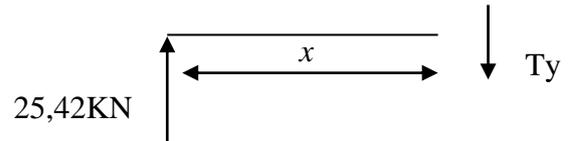
$$Ty = - 13,71 x + 25,42$$



Pour $x = 0$ $T_y = 25,42 \text{ KN}$

Pour $x = 2,4$ $T_y = - 7,48 \text{ KN}$

$M_z = -13,71 \frac{x^2}{2} + 25,42 x$



Pour $x = 0$ $M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 2,4$ $M_z = 21,53 \text{ KN.m}$

$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = - 13,71 x + 25,42 = 0 \rightarrow x = 1,85 \text{ m}$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,85\text{m}$

Donc : $M_z^{\max} = -13,71 \frac{1,85^2}{2} + 25,42(1,85)$

$M_z^{\max} = 23,57 \text{ KN.m}$

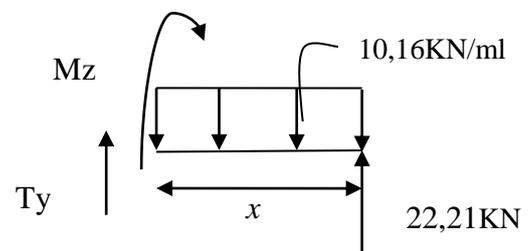
Tronçon N°2 : $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$

$T_y = 10,16 x - 22,21$

Pour $x = 0$ $T_y = -22,21 \text{ KN}$

Pour $x = 1,45$ $T_y = - 7,48 \text{ KN}$

$M_z = -10,16 \frac{x^2}{2} + 22,21 x$



Pour $x = 0$ $M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 1,45$ $M_z = 21,53 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

appuis : $M_{ua} = - 0,3 M_z^{\max} = - 7,07 \text{ KN.m}$

travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 18,86 \text{ KN.m}$

c-Diagramme des efforts internes

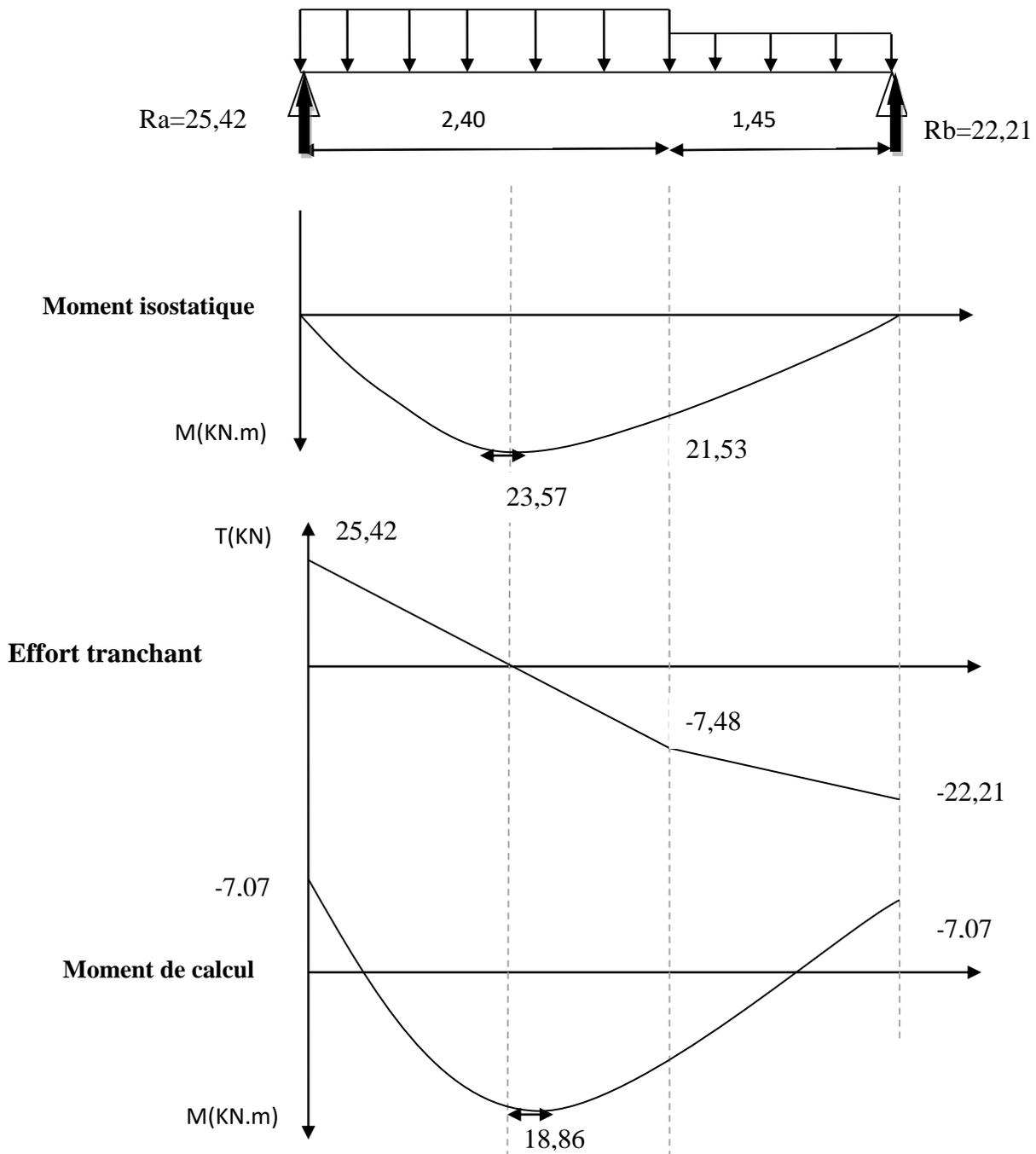
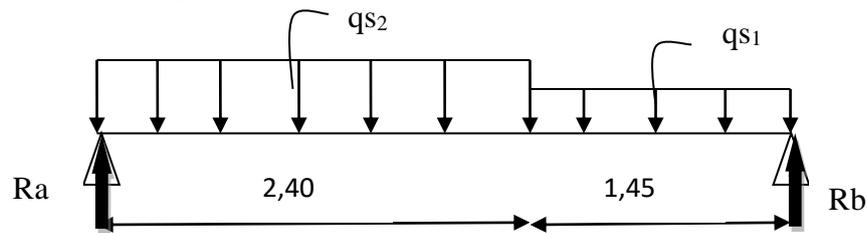


Figure 3.7- Diagramme des efforts internes à l'ELU de l'escalier.

Calcul à l'ELS :

a-Calcul les réactions d'appuis



$$R_a = 18,30 \text{ KN} \quad ; \quad R_b = 15,92 \text{ KN}$$

b-Détermination des efforts internes.

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon N°1 : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

$$T_y = -9,88 x + 18$$

Pour $x = 0$ $T_y = 18,30 \text{ KN}$

Pour $x = 2,4$ $T_y = -5,41 \text{ KN}$

$$M_z = -9,88 \frac{x^2}{2} + 18,30 x$$

Pour $x = 0$ $M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 2,4$ $M_z = 15,47 \text{ KN.m}$

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \quad T_y = -9,88 x + 18,30 = 0 \quad x = 1,85 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,85 \text{ m}$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = -9,88 \frac{1,85^2}{2} + 18,30(1,85)$$

$$M_z^{\max} = 16,95 \text{ KN.m}$$

Tronçon N°2 : $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$

$$T_y = 7,25 x - 15,92$$

Pour $x = 0$ $T_y = -15,92 \text{ KN}$

Pour $x = 1,3$ $T_y = -5,41 \text{ KN}$

$$M_z = -7,25 \frac{x^2}{2} + 15,92 x$$

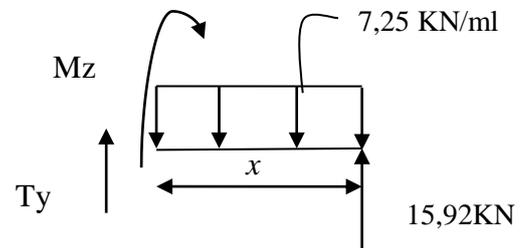
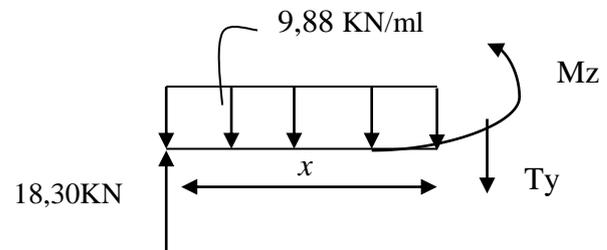
Pour $x = 0$ $M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 1,45$ $M_z = 15,47 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

appuis : $M_s^a = -0,3 M_z^{\max} = -5,08 \text{ KN.m}$

travées : $M_s^t = 0,85 M_z^{\max} = 14,41 \text{ KN.m}$



c-Diagramme des efforts internes

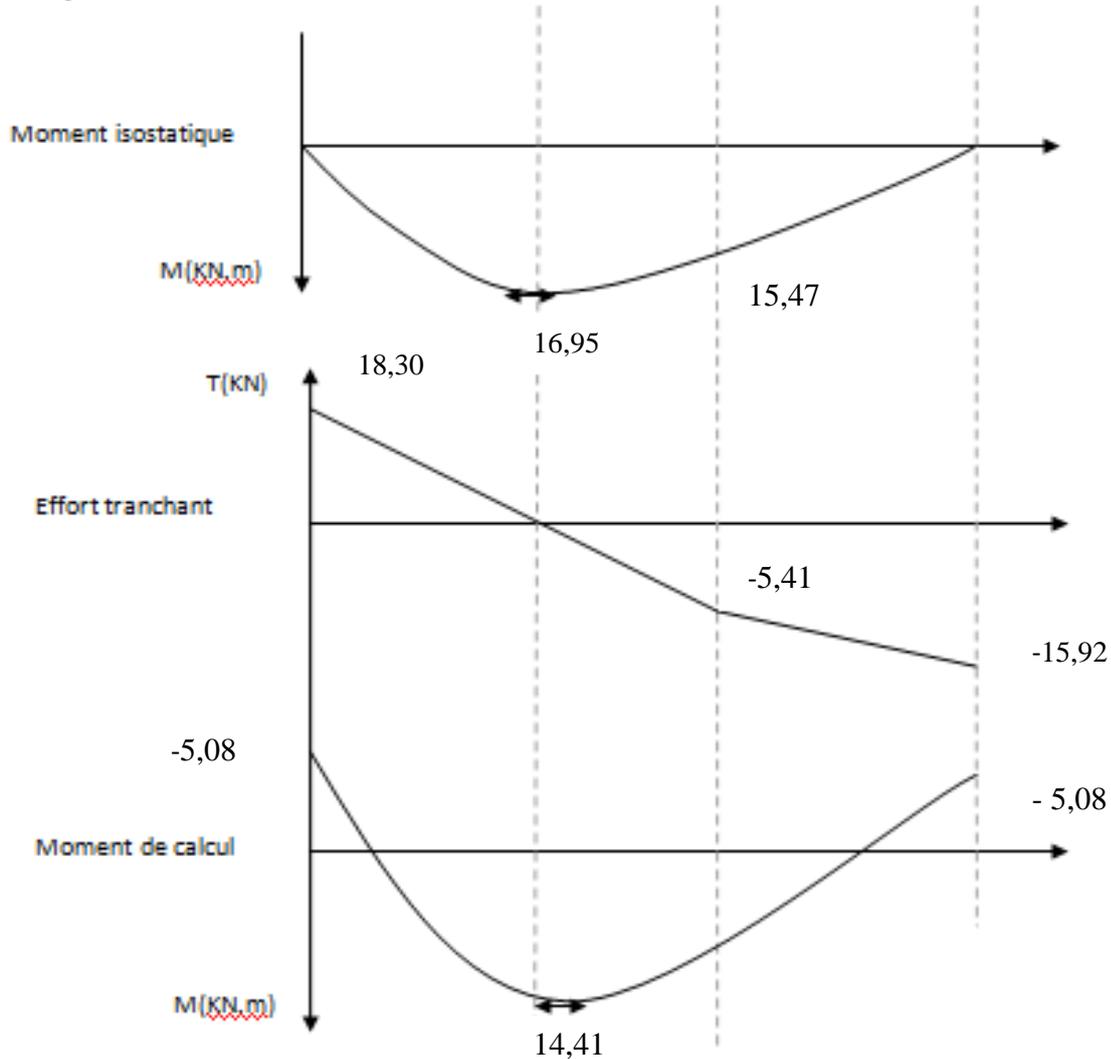


Figure 3.8. -Diagramme des efforts internes à l'ELS de l'escalier.

-Calcul du ferrillage à l'ELU:

Aux appuis :

$$M_u^a = 7,07 \text{ KN.m}$$

Armature principales :

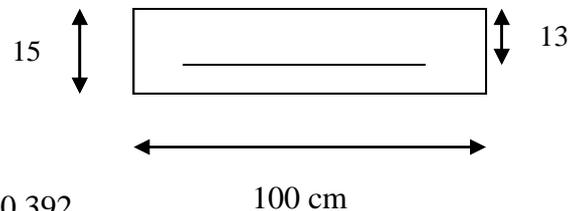
$$\mu = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,07 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,030 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,030 \quad : \quad \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{7,07 \times 10^5}{0,985 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1,59 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5 HA12 /ml = 5,65cm² ; avec un espacement de St =20cm.



Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10 /ml = 3,92 cm²** ; avec un espacement de St =20cm.

En travée :M_u^t= 18,86 KN.m

Armature principales :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18,86 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14,2 \times 10^2} = 0,079 < \mu_l = 0,392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,079 \beta = 0,959$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta X d \times f_e / \gamma_s} = \frac{18,86 \times 10^5}{0,959 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 4,35 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12 /ml = 5,65 cm²** ; avec un espacement de St =20cm.

Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10 /ml = 3,92 cm²** ; avec un espacement de St =20cm.

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : [art A.4.2.1 /BAEL 91]

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- appuis : A_a = **5,65 cm²** > A_{min} = 1,57cm²..... La condition est vérifiée
- travées : A_t = **5,65 cm²** > A_{min} = 1,57cm²..... La condition est vérifiée

Espacement des barres [art A.8.2, 42 / BAEL]

Armatures principales :

$$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{54, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

- Appui : St = 20 cm ≤ 33 cmcondition vérifiée
- Travée : St = 20 cm ≤ 33 cm.....condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{72, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

- Appui : St = 20 cm ≤ 45 cm.....condition vérifiée
- Travée : St = 20 cm ≤ 45 cm.....condition vérifiée

Entraînement des barres [art A.6.3.1 /BAEL 91]

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28}$$

$$\tau_{se,u} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$$

$$\sum U_i = \emptyset n \pi = 3,14 \times 5 \times 12 = 188,40 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{25,42 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,40} = 1,51 \text{ MPa}$$

On a : τ_{se} = 1,51 MPa < τ_{se,u} = 3.15 MPa **Condition vérifiée**

Ancrage des barres : [art A.6.1.221 /BAEL 91]

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,33 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$l_c = 0.4 l_s \Rightarrow l_c = 0.4 \times 42,33 = 17 \text{ cm.}$$

Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1 /BAEL 91]

Il faut vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

La fissuration est peu préjudiciable [art A.5.1.211 /BAEL 91]

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{25,42 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,196 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.196 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification à l'ELS

1. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

2. Etat limite de résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435 \Rightarrow \beta_1 = 0,899 \quad \alpha = 0,303 \quad K = 0,029$$

$$M_a = 5,08 \text{ KN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{5,08 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 5,65 \times 10^2} = 76,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 76,93 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,029 \times 76,93 = 2,23 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435 \Rightarrow \beta_1 = 0,899 \Rightarrow \alpha = 0,303 \Rightarrow K = 0,029$$

$$M_t = 14,41 \text{ KN.m} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{14,41 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 5,65 \times 10^2} = 218,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 218,23 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,029 \times 218,23 = 6,28 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3. Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{422,13} = 0,036 < \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5qsl^4}{384.Ev.I_{fv}} \leq f^{\text{ad}} \quad \text{avec : } f^{\text{ad}} = \frac{L}{500} = \frac{422,13}{500} = 0,844 \text{ cm}$$

Avec :

Ev: Module de la déformation différée. ($E_v = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 10818,9 \text{ MPa}$)

qs = max {7,25 KN/ml , 9,88 KN/ml} = 9,88 KN/ml.

Ifv : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I₀ : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

Calcul de I₀ :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15[A_{st}(h/2-c) + A_{sc}(h/2-c')]]$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15[5,65(15-2)]$$

$$I_0 = 29226,75 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,004$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \text{ ft}28}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,004} = 2,1$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \text{ ft}28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + \text{ft}28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 348 + 2,1}$$

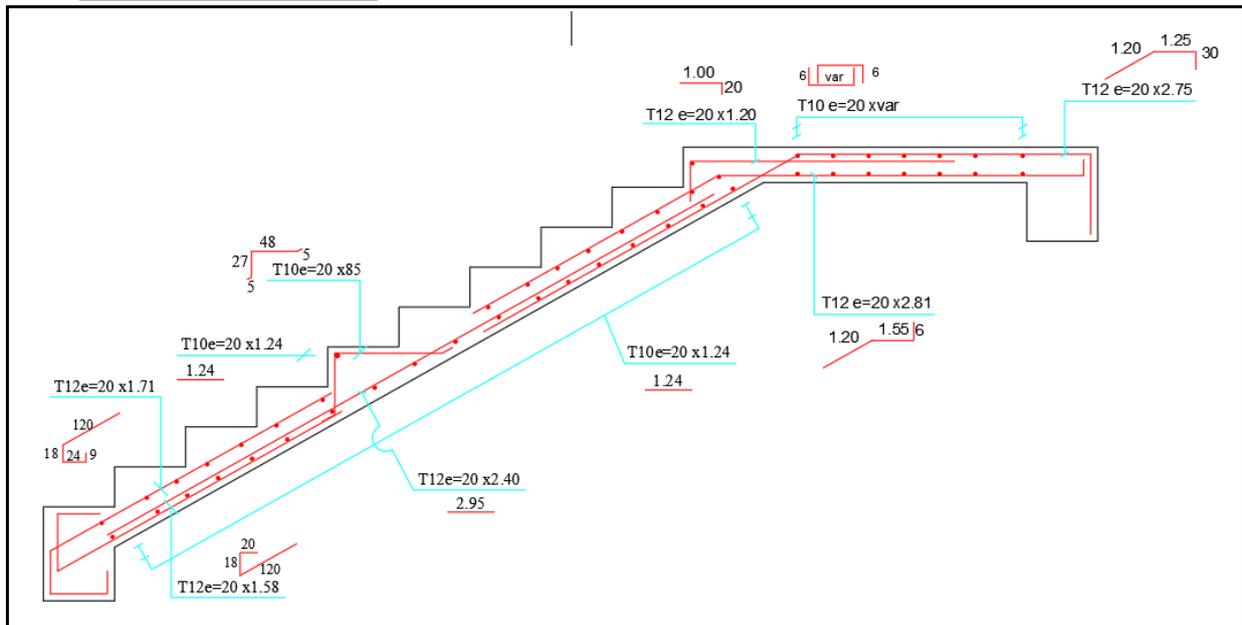
$$\mu = 0,479$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \mu \cdot \lambda_v} = \frac{1,1 \cdot 29226,75}{1 + 0,479 \cdot 2,1} = 16027,43 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{5 \times 9,88 \times 10^3 \times 4,22^4}{384 \times 10818,9 \times 10^6 \times 16027,43 \times 10^{-8}} = 0,024 \text{ cm} < 0,844 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifié}$$

Schéma de ferrailage :



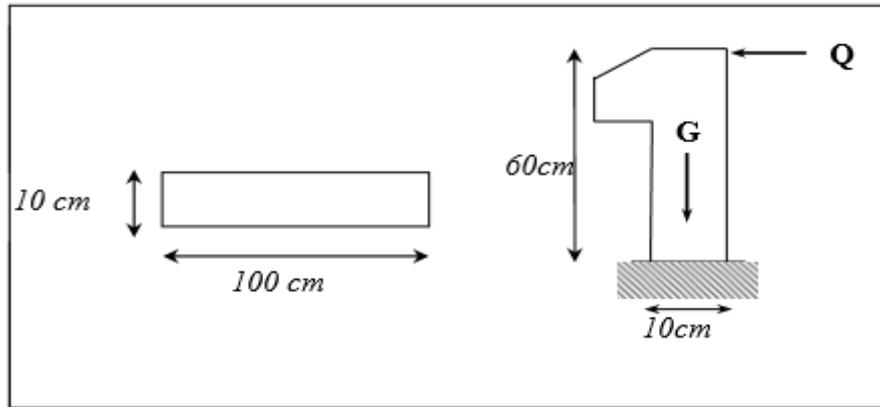


Figure 3.10 : schéma statique de l'acrotère.

On a: $G=2,21\text{KN/ml}$, $Q = 1\text{KN/ml}$

La force sismique F_p est donnée par la formule suivante :

$F_p = 4.A.C_p.W_p \dots$ (Formule 6.3 du RPA99/V2003)

- A coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 du RPA99/V2003) (groupe 2/zone IIa) $\rightarrow A=1.5$
 - C_p facteur de force horizontale (Tableau 6.1 du RPA99/V2003) $\rightarrow C_p =0,8$
 - W_p poids d'acrotère $\rightarrow W_p=2,21\text{KN}$
- D'où : $F_p=4 \times 1,5 \times 0,8 \times 2,21 \Rightarrow F_p =1,06\text{KN}$

Donc l'acrotère est soumise à :

ELU :

$$N_u=1,35G=1,35 \times 2,21=2,98\text{KN}$$

$$N_u=2,98\text{KN}$$

$$M_u=1,5F_p \times h=1,5 \times 1,06 \times 0,6=0,95\text{KN.m}$$

$$M_u=0,95\text{KN.m}$$

ELS:

$$N_s= G =2,21\text{KN}$$

$$N_s=2,21\text{KN}$$

$$M_s=F_p \times h = 1,06 \times 0,6 = 0,64\text{KN.m}$$

$$M_s=0,64\text{KN.m}$$

7.2 Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire.

Rq : l'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

Le ferrailage calculé par Robot EXPERT est :

N_u(KN)	M_u(KN)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	A_{s1}(cm²)/ml	A_{s2}(cm²)/ml
2,98	0,95	100	10	2,5	1,3	0

Tableau3.5: ferrailage de l'acrotère.

Donc : **A_s=1,3 cm²/ml.**

7.3 Condition non fragilité :

$$c=2.5\text{cm} \rightarrow d= h-c=10-2.5=7.5 \text{ cm}$$

$$A_{\min}= 0, 23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}=0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}=0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Sadopt}}= \max (A_{\text{calculé}} ; A_{\min})=\max (1,3 ; 0,90)= 1,3 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **5HA8 \Rightarrow A_{Sadopt}= 2,51 cm²/ml**

7.4 L'espacement :

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

7.5 Calcul des armatures de réparations :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte} \Rightarrow 7\text{HA8} = 3.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

7.7 L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{7} = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

7.8 Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 1,5.F_p = 1,5 \times 1,06 = 1,59 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La fissure est préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1590}{1000 \times 75} = 0,021 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

7.9 Vérification au séisme :

Selon le RPA :

$$F_p < 1,5Q \Rightarrow 1,06 \text{ KN} < 1,5 \times 1 \text{ KN} \Rightarrow 1,06 \text{ KN} < 1,5 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

a.Vérification à L'ELS :

Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B_{\text{hom}}} + \frac{M_s \cdot y}{I}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

N _s (KN)	M _s (KN.m)	A _{s1} (cm ²)	A _{s2} (cm ²)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Vérification
2,21	0,64	2,51	0	100	10	2,5	0,4	15	O.K

Tableau 3.6 : vérification de la contrainte du béton.

Vérification de la contrainte d'acier :

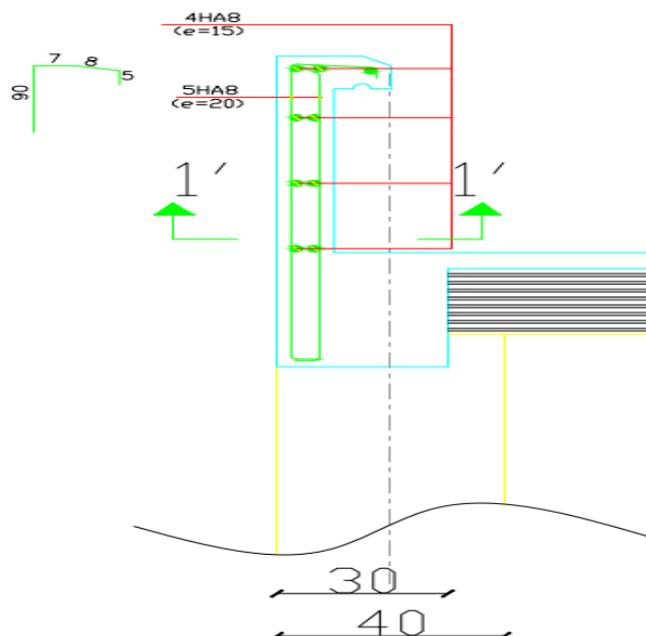
$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{La fissure est préjudiciable}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

N _s (KN)	M _s (KN.m)	A _{s1} (cm ²)	A _{s2} (cm ²)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
2,21	0,64	2,51	0	100	10	2,5	2,4	201,63	O.K

Tableau 3.7 : vérification de la contrainte d'acier.

Schéma de ferrailage :



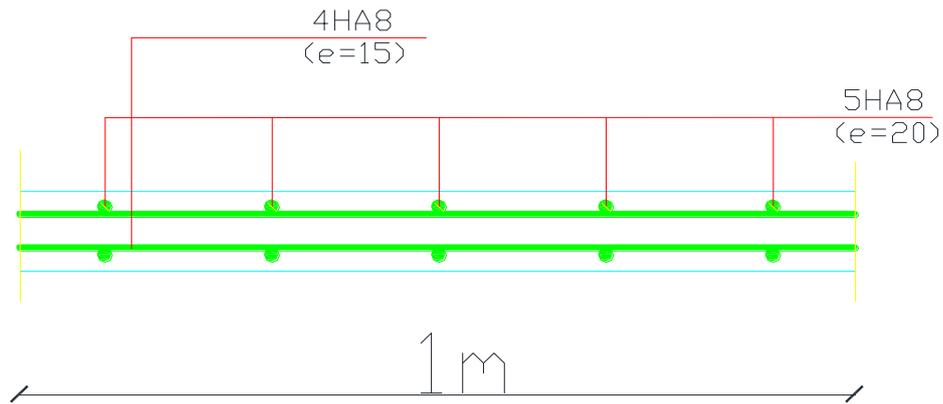


Figure 3.11 : Ferrailage de l'acrotère.

Conclusion :

La résistance de la structure dépend de la rigidité de chaque élément qui la constitue. Concernant les éléments secondaires, en plus des conditions qu'on a vérifiées, il faut assurer le confort et le bien-être.

CHAPITRE 4

ETUDE SISMIQUE

Chapitre 04 : Etude sismique

1.	Introduction.....
2.	Combinaison d'action
3.	Modélisation de la structure étudiée.....
3.1.	Modélisation mathématique.....
3.2.	Description du logiciel ROBOT.....
3.3.	Modélisation des éléments structuraux.....
3.4.	Disposition des voies
4.	1. Résultats de l'analyse modale.....
4.2	Interprétation des résultats
5.	Vérifications règlementaires.....
5.1.	Effort normal réduit :
5.2.	Estimation de la période fondamentale.....
5.3	La résultante des forces sismiques
5.4.	Calcul de l'action sismique
5.6.	Coefficient d'accélération de zone (A)
5.7.	Coefficient de comportement global de la structure (R)
6.	Facteur de qualité (Q)
7.	Facteur d'amplification dynamique (D)
8.	Poids total
9.	Vérification de l'excentricité
A.	Les déplacements latéraux inter-étage
B.	Les déplacements max au sommet
C.	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ
D.	Vérification au renversement :
10.	Conclusion.....

1. Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée.

Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et la durée des vibrations.

L'effet du séisme sur les structures est important : peut provoquer leur endommagement, voire même leur effondrement, les sollicitations sismiques possèdent les caractères spécifiques suivants :

- Caractère Horizontales (suivant x et y) : la base d'une structure est soumise à de brusques accélérations dans toutes les directions.
- Caractère Cylindrique (Torsion suivant z) : Contrairement aux charges habituelles, les sollicitations sismiques agissent de manière alternée, dans un mouvement brutal de va-et-vient qui se répète plusieurs fois.
- Caractère dynamique : Les mouvements de la base étant rapides et saccadés, les étages n'arrivent pas à les suivre instantanément. En raison de leur masse, les étages suivent les mouvements avec un temps de retard.

Le principe de la construction parasismique est basé sur :

- Le choix du site.
- La conception architecturale.
- Le respect des règles parasismiques.
- La qualité de l'exécution.
- La maintenance des bâtiments.

Dans ce qui suit, on va effectuer l'étude sismique de l'ouvrage en suivant une méthode de calcul bien définie dans le RPA, afin de confirmer nos suggestions sur le prédimensionnement des éléments (Chapitre II).

2. Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :
Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$
- ELA : $G+Q\pm 1,2E$
- ELA : $G+Q\pm E$
- ELA : $0,8G\pm E$

3. Modélisation de la structure étudiée :

La conception des structures en génie civil est une tâche complexe et qui prend un temps très considérable, pour cela le recours à l’informatique est très bénéfique. Pour notre projet on a préféré de travailler avec logiciel REBOT STRUCTURAL ANALYSIS à cause de la difficulté et la complexité d’un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.) dans les éléments structuraux ; en plus, nous avons estimé que l’étude des méthodes appliquées par REBOT nous permettra d’acquérir plus de connaissances qui vont compléter notre formation à l’université, afin de voir l’applicabilité de nos DTR en utilisant ce programme.

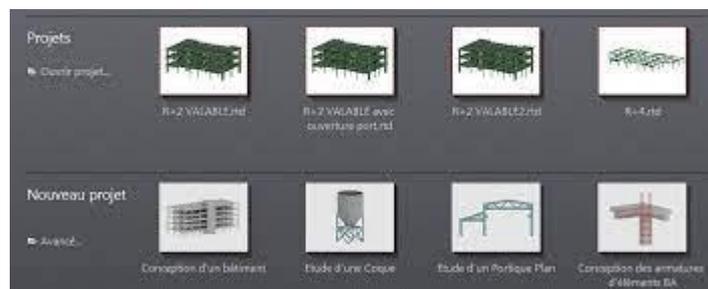
3.1. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d’origine (la masse, la rigidité et l’amortissement). En d’autres termes, la modélisation est la recherche d’un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, tenant en compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

3.2. Description du logiciel REBOT :

Le Robot est un outil CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Figure 4.1

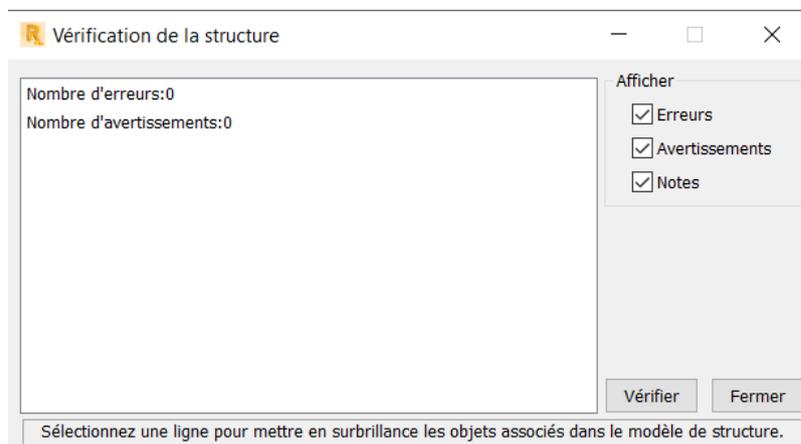
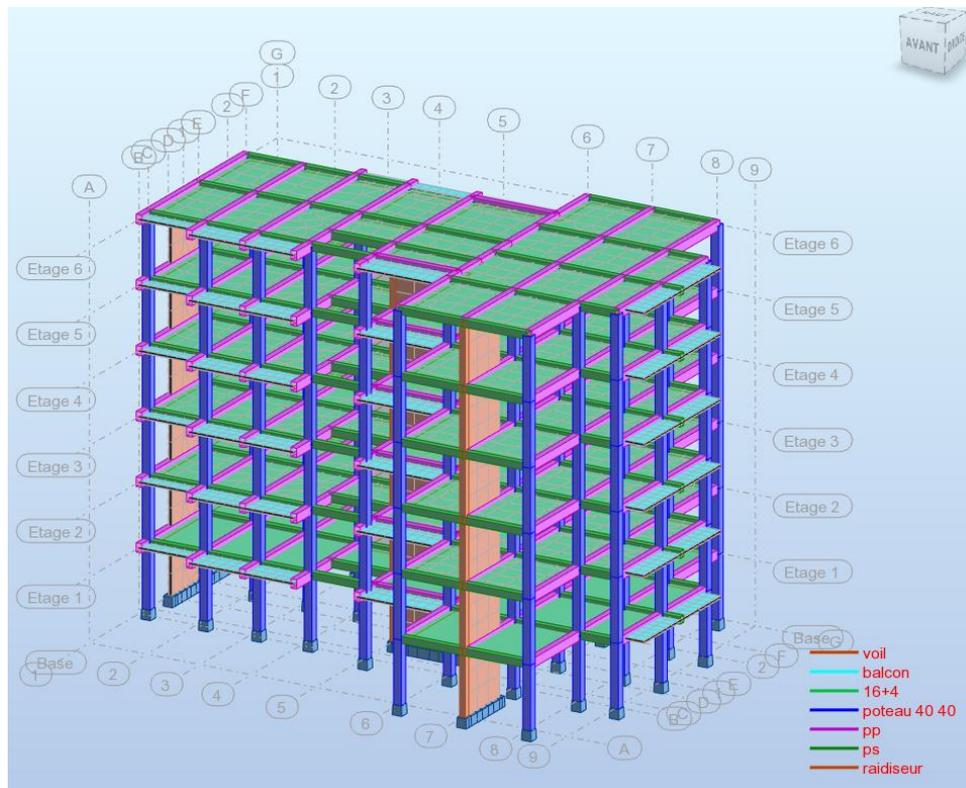


Ce logiciel permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée

3.3. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectuée comme suit:

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type (Slab) à quatre nœuds.
- les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides .et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).



3.4. Disposition des voiles :

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- ✦ Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- ✦ Symétrie dans le système structurel pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- ✦ Eviter des modifications de fond de l'architecture.

Après plusieurs changements de disposition des voiles on a choisis une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposées par le RPA, nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté :

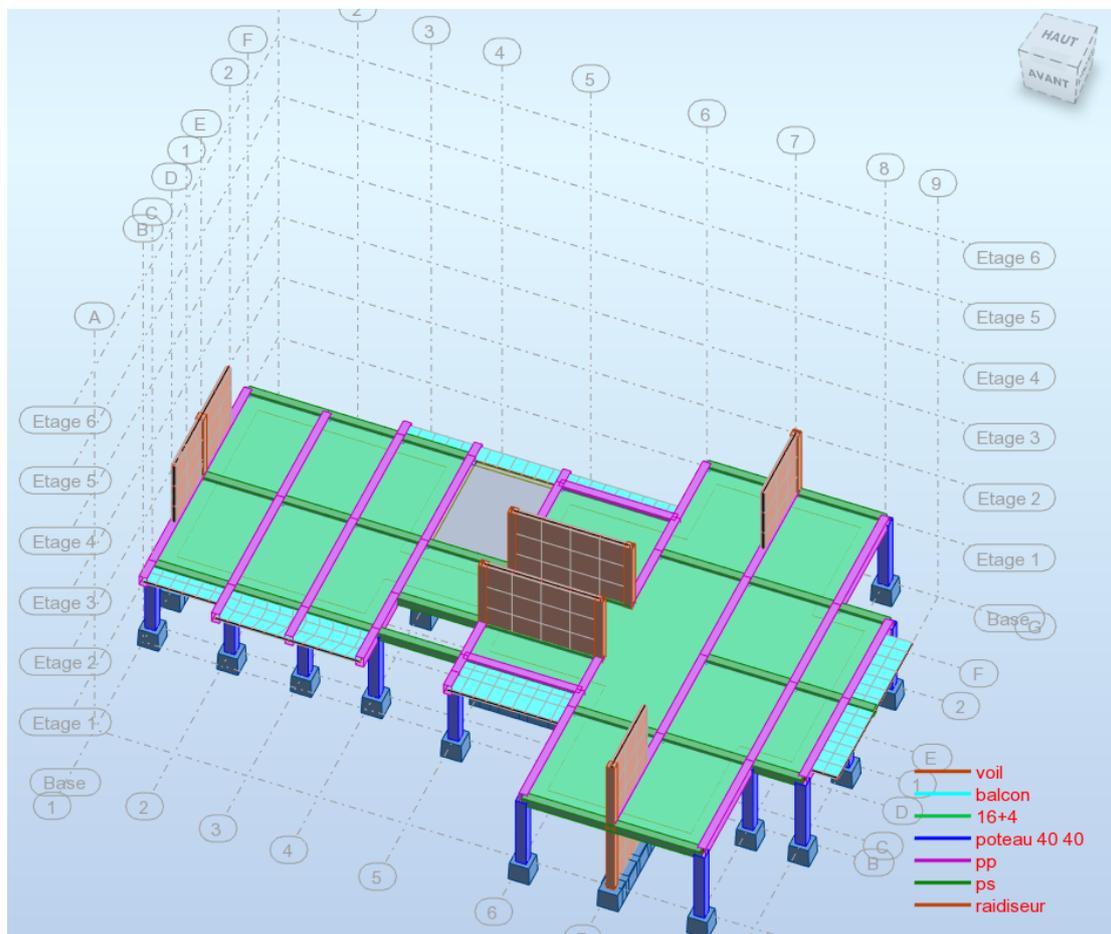


Figure4.2 : Disposition des voiles

4.1 Résultats de l'analyse modale :

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

/	Mode	Period (s)	UX (%)	UY (%)	Rz (%)	la somme de MM UX	la somme de MM UY	la somme de MM Rz	type
Modal	1	0,5	4,79	51,29	0	4,79	51,29	0	translation y
Modal	2	0,44	65,85	4,93	0	70,64	56,23	0	translation x
Modal	3	0,3	0,35	16,19	0,01	70,99	72,42	0,01	rotation z
Modal	4	0,13	0,54	11,73	0	71,53	84,14	0,01	translation y
Modal	5	0,11	17,86	0,63	0	89,39	84,78	0,01	translation x
Modal	6	0,08	0,14	4,25	0	89,53	89,03	0,02	rotation z
Modal	7	0,06	0,17	4,42	0	89,7	93,45	0,02	translation x
Modal	8	0,05	5,77	0,22	0	95,48	93,66	0,02	translation y
Modal	9	0,04	0,08	1,78	0	95,55	95,44	0,02	rotation z

Tableau 4.1 : période et participation massique.

4.2 Interprétation des résultats :

- Le premier mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de **51.29 %** dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de **65.85%** dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z avec un taux de participation massique de **0.01% (négligeable)** => car elle est parfaitement symétrique).
- La condition de RPA (Art 4.3.4) sur le nombre des modes à retenir est satisfaite à partir du **9ème** mode pour que la masse atteigne les 90%.

5. Vérifications réglementaires :

5.1. Effort normal réduit :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}}$$

Avec :

- N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

La vérification de l'effort normal réduit poteaux 40 x 40 est résumée dans le tableau suivant :

nom de poteau	p max en kN	section necisaire	b nesicaire pour caré	b adopté	h adopté	section	nu	verification
poteaux 40x40	-996,03	1328,04	36,44	40	40	1600	0,25	verifié

Tableau 4.2 : vérification de l'effort normal réduit.

D'après les résultats du tableau, la condition $v \leq 0.3$ est **vérifiée**.

5.2. Estimation de la période fondamentale :

Selon le RPA 99 version 2003 (Article 4.2.4) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques :

$$T_a = C_t \cdot hN^{3/4}$$

- hN = hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). **$hN = 18.90 \text{ m}$**
- C_t = coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par **le tableau 4.6 page 42 RPA99**.
Pour notre cas : **$C_t = 0.05$**

$$T = 0.05 \cdot 18.9^{3/4} = 0.45 \text{ s}$$

On prend : **$T = 0.45 \text{ s}$**

- : $D_1 = 26.66\text{m}$, $D_2 = 18.48\text{m}$).
- $T_x = 0.32 \text{ sec}$, $T_y = 0.38 \text{ sec}$**

La période empirique a été utilisée pour le calcul des efforts statiques équivalentes non celle donnée par le calcul dynamique aucune vérification des périodes n'est pas nécessaire.

5.3. La résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} 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_{st} .

Si $V_{\text{dyn}} < 0.8 V_{\text{st}}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (force, déplacements, moments, ...) dans le rapport $\frac{0.8 V_{\text{st}}}{V_{\text{dyn}}}$.

5.4. Calcul de l'action sismique :

La force sismique V_{st} appliquée à la base de structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{\text{ST}} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \dots \text{ (formule 4.1 de RPA 99/ version 2003)}$$

5.6. Coefficient d'accélération de zone (A) :

Coefficient qui dépend de la zone sismique du site et le groupe d'usage de l'ouvrage illustrée dans un tableau (RPA99v2003. Tableau 4.1)

Implantation à Annaba : Zone Iia

Ouvrage de type habitation : **Groupe d’usage 2**

Groupe d’usage	Zone de sismicité			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau 4.3 : coefficient d’accélération A.

Donc : **A = 0.15**

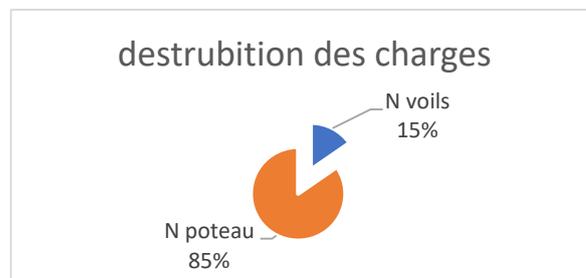
5.7.Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur de R est donnée par le « tableau 4.3 » de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu’il est défini dans (l’article 3.4 du RPA 99 version 2003) Dans notre structure ; on a un système portiques contreventées par des voiles en béton armée.

La participation des sollicitations dues aux charges verticales (voiles/poteaux) :

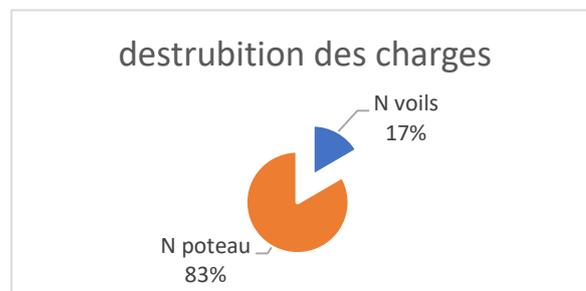
DIRECTION X ;

N total	22740,18
N voils	3486,49
N poteau	19253,69



DIRECTION Y ;

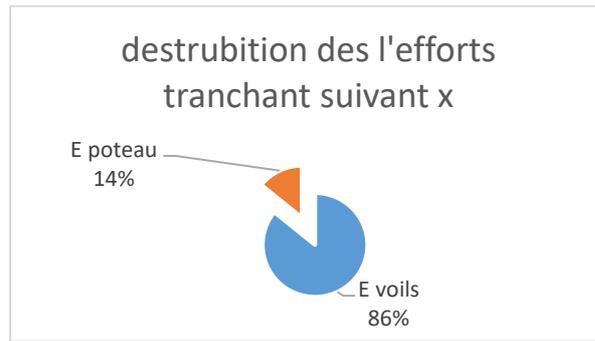
N total	22740,18
N voils	3765,1
N poteau	18975,08



N voil < 20% de N tot

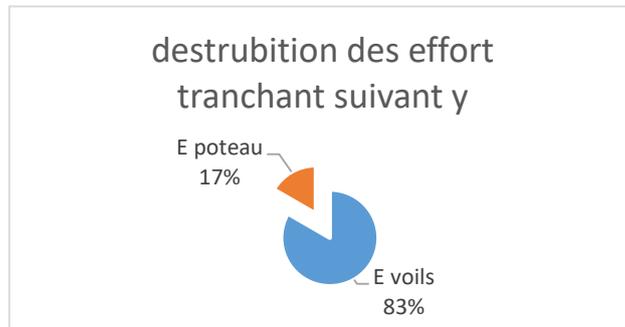
La participation des efforts tranchant entre les voiles et les poteaux :

E total	1724,03
E voils	1479,93
E poteau	244,1



Direction y

E total	1704,77
E voiles	1421,61
E poteau	283,16



On a toujours dans les deux directions (E portiques < 25 % de Etot)

Donc le Coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4**

6.Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_{qi}$$

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

Critère q	Pq	
	Longitudinal	Transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00	0.00
Redondance en plan	0.00	0.00

Régularité en plan	0.00	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de qualité de l'exécution	0	0

Tableau 4.4 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)

$$Q_y = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0.15) = 1.05$$

$$Q_x = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q = 1 + (+0 + 0.05 + 0 + 0.15) = 1.10$$

Le coefficient de qualité global de la structure est : Q=1.15

7.Facteur d'amplification dynamique (D) :

Selon le RPA 99 version 2003, Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

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

Pour notre cas on prend : $\xi = 10 \%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} \Rightarrow \eta = 0.76 \geq 0.7$$

Dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η de la période fondamentale de la structure T (4.2) :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5\eta$$

$$= 2.5 \times \sqrt{7/(2 + 5)}$$

$$D = 1.9$$

8.Poids total :

Selon RPA 99/V2003 (Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d’exploitation.

Poids total de la structure **W** égal à la somme des poids **W_i** calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

- **W_{Gi}** : poids dû aux charges permanentes.
- **W_{Qi}** : charges d’exploitation.
- **β** : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d’exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA99 /v2003.
=>le bâtiment à usage d’habitation --->**β = 0.2**

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel Robot, la valeur trouvée est : **W= 20845,9111 KN**

Résumé des résultats :

Paramètres	A	D	R	W (KN)	Q	V _{st} (KN)
Sens x	0.15	1.9	4	20845.9111	1.15	1 708,06
Sens y				20845.9111	1.15	1 708,06

Tableau 4.5 : la force sismique à la base par la méthode statique équivalente.

La vérification de la résultante sismique est résumée dans le tableau suivant :

	0.8 x V _{st} (KN)	V _{dyn} (KN)	V _{dyn} > 0.8V _{st}
Ex	1 366,44	1697,28	Vérifier
Ey	1 366,44	1697,08	Vérifier

Tableau 4.6 : vérification de la force sismique à la base.

D’après les résultats du tableau, la condition $V_{dyn} > 0.8V_{st}$ est **vérifiée**.

9.Vérification de l’excentricité :

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

L’analyse automatique par le logiciel Autodesk Robot a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

etage	Dx	Dy	15%Dx	15%Dy	ex	ey	verification de ex	verification de ey
	m	m	m	m	m	m		
RDC	25,77	16,84	3,8655	2,526	1,29	0,84	verifié	verifié
Etage 1	25,77	16,84	3,8655	2,526	1,29	0,84	verifié	verifié
Etage 2	25,77	16,84	3,8655	2,526	1,29	0,84	verifié	verifié
Etage 3	25,77	16,84	3,8655	2,526	1,29	0,84	verifié	verifié
Etage 4	25,77	16,84	3,8655	2,526	1,29	0,84	verifié	verifié
étage 5	25,77	16,84	3,8655	2,526	1,29	0,84	verifié	verifié

Tableau4.7: vérification de l'excentricité.

D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représenté dans le tableau précédent, ne dépassent pas les 15% alors la condition de l'art 3.5.1 de l'RPA /v2003 est **vérifiée**.

A. Les déplacements latéraux inter-étage :

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

- Δ_k : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens-x :

étage	Dk (cm)	h (cm)	1% h	Verification
RDC	0,24	315	3,15	Ok
étage 1	0,46	315	3,15	Ok
étage 2	0,58	315	3,15	Ok
étage 3	0,63	315	3,15	Ok
étage 4	0,62	315	3,15	Ok
étage 5	0,58	315	3,15	Ok

Tableau4.8 : Vérification des déplacements inter-étage sens x.

Sens-y :

étage	Dk (cm)	h (cm)	1% h	Verification
RDC	0,25	315	3,15	Ok
étage 1	0,47	315	3,15	Ok
étage 2	0,57	315	3,15	Ok
étage 3	0,58	315	3,15	Ok
étage 4	0,54	315	3,15	Ok
étage 5	0,48	315	3,15	Ok

Tableau 4.9 : vérification des déplacements inter-étage sens y.

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, alors la condition de l'art 5.10 de l'RPA /V2003 est **vérifiée**.

B. Les déplacements max au sommet :

Déplacements maximaux au niveau du sommet du bâtiment ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur du bâtiment.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	δ^*R	H (m)	%	
DEP max X	3,09	1890	0,16%	<1% vérifié
	δ^*R	H (cm)	%	
DEP max Y	2,896	1890	0,15%	<1% vérifié

Tableau4.10 : vérification des déplacements max au sommet .

On remarque que le déplacement maximal au sommet dans les deux sens est inférieur au centième de la hauteur totale du bâtiment. Donc la condition est **vérifiée**.

C. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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

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

- **P_k** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »
- **V_k** : effort tranchant d'étage au niveau « k »
- **Δ_k** : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- **h_k** : hauteur de l'étage « k »

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

SENS-X

étage	H	VX	G	Q	β	Pk	Δk	θx < 0,1	Majoration factor
	Cm	kN	P (KN)	P (KN)		(KN)	Cm		
RDC	315	1687,32	5591,15	635,61	0,20	5718,27	0,237	0,003	1
étage 1	315	1604,57	4582,57	555,95	0,20	4693,76	0,456	0,004	1
étage 2	315	1449,83	3689,31	452,32	0,20	3779,77	0,575	0,005	1
étage 3	315	1227,34	2743,96	338,48	0,20	2811,66	0,623	0,005	1
étage 4	315	926,76	1767,49	219,57	0,20	1811,40	0,616	0,004	1
étage 5	315	516,66	765,32	97,39	0,20	784,80	0,575	0,003	1

SENS-Y

étage	H	VX	G	Q	β	Pk	Δk	θx < 0,1	Majoration factor
	Cm	kN	P (KN)	P (KN)		(KN)	Cm		
RDC	315	1433,09	5591,15	635,61	0,20	5718,27	0,247	0,003	1
étage 1	315	1362,17	4582,57	555,95	0,20	4693,76	0,475	0,005	1
étage 2	315	1228,27	3689,31	452,32	0,20	3779,77	0,575	0,006	1
étage 3	315	1033,45	2743,96	338,48	0,20	2811,66	0,584	0,005	1
étage 4	315	764,53	1767,49	219,57	0,20	1811,40	0,543	0,004	1
étage 5	315	410,49	765,32	97,39	0,20	784,80	0,481	0,003	1

Tableau4.11: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est largement satisfaite, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.

D. Vérification au renversement :

Pour que tout soit au renversement on doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

- M_s : moment stabilisant.
- M_R : moment renversement.

CAS	MX	MY				
	kN-m	kN-m		Mstab	Mrenv	CS
G	176364,93	268415,1				
EDx Max	264,69	1080,51	Sens X	268415,1	1080,51	0,004
EDy Max	1226,92	291,9	Sens Y	176364,93	1226,92	0,007

Tableau4.12 : vérification au renversement.

D'après le tableau $\frac{M_s}{M_r} > 1.5$, donc l'ouvrage est stable au renversement dans les deux sens.

10.Conclusion :

Toutes les exigences de sécurité par le RPA sont satisfaites, donc on peut passer au ferrailage des éléments.

CHAPITRE 5

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Chapitre 05 : Etude des éléments structuraux

1. Introduction.....
2. Hypothèses de calculs.....
3. Ferrailage des poteaux
- 3.1. Combinaisons spécifiques de calcul
- 3.2. Exemple de calcul du ferrailage.....
- 3.2.1. Calcul de ferrailage longitudinal.....
- 3.2.2. Calcul de ferrailage transversal.....
4. Calcul de Section en Flexion Déviée Composée
- 4.1 section
- 4.2 Efforts appliqués
- 4.3 Analyse par Cas(ELU-ELS-ELA).....
- 4.4 Résultat
5. Vérification au cisaillement
- 5.1 Vérification de l'effort tranchant
- 5.2 Calcul de ferrailage transversal
6. Calcul de ferrailage
- 6.1 Combinaisons spécifiques de calcul
- 6.2 Recommandation du RPA99 version 2003.....
- 6.3 Poutre Principale.....
- 6.4 Poutre secondaire.....
7. Ferrailage des voiles
8. Plan de repérage des voiles :.....
9. Les vérifications.....

1.Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales

Le ferrailage des éléments de la structure sera étudié à l'aide de l'outil informatique de logiciel d'analyse des structures (Rebot), qui permet de déterminer les efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

2.Hypothèses de calculs :

- Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003.
- Les poutres /voiles seront ferrillées avec la quantité nécessaire sur chaque niveau.
- Pour faciliter le calcul et l'exécution des poteaux nous allons calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive sur chaque niveau.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

3.Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à deux moments de flexion « Mx et My » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion déviée composée.

3.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

$$\begin{cases} 1.35G \times 1.35Q & \rightarrow ELU \\ G + Q & \rightarrow ELS \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99

$$\begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$$

$$M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$$

$$N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$$

3.2. Exemple de calcul du ferrailage :

On va prendre un seul type de poteau et on le calcule en flexion composée et les autres sont calculés avec logiciel.

Notre exemple de calcul sera un poteau $45 \times 45 \text{ cm}^2$ qui se trouve au niveau de l'étage courant.

3.2.1 Calcul de ferrailage longitudinal :

D'après le RPA 99 (article 7.4.2) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8 % (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

→ 1^{er} Cas : Combinaison fondamentale : ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} = 1020.41 \text{ KN} \\ M_y^{cor} = 28.09 \text{ KN.M} \\ M_z^{cor} = -3.78 \text{ KN.M} \end{array} \right.$$

→ 2^{er} Cas : Combinaison fondamentale : ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} = 740.87 \text{ KN} \\ M_y^{cor} = 20.58 \text{ KN.M} \\ M_z^{cor} = -2.66 \text{ cKN.M} \end{array} \right.$$

→ 3^{eme} Cas : Combinaison accidentelle : ELA

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{max} = 78.95 \text{ KN.M} \\ M^{cor} = -6.97 \text{ KN.M} \\ N^{cor} = 545.87 \text{ KN} \end{array} \right.$$

→ 4^{eme} Cas : Combinaison fondamentale : ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{min} = 28.32 \text{ KN} \\ M_y^{cor} = -30.88 \text{ KN.M} \\ M_z^{cor} = 11.76 \text{ KN.M} \end{array} \right.$$

- Calcule par robot expert :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

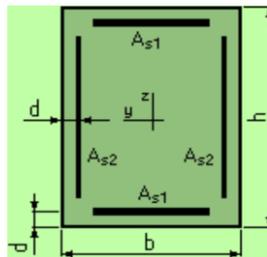
1 Hypothèse :

Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 40,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1	ELU	1020,41	28,09	-3,78
2	ELS	740,87	20,58	-2,66
3	ELA	545,87	78,95	-6,97
4	ELA	28,32	-30,88	11,76

Analyse par Cas:**Type ELU :**

$$N = 1020,41 \text{ (kN)} \quad M_y = 28,09 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_z = -3,78 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Pivot C

	Valeur	Unité
- Coefficient de sécurité :	1,98	
- Position de l'axe neutre:	$y = 45,9$	(cm)
- Bras de levier:	$Z = 18,9$	(cm)
- Déformation du béton:	$\sigma_b = 3,38$	(‰)
- Déformation de l'acier:	$\sigma_s = 0,00$	(‰)
- Contrainte de l'acier (comprimée:)) :	$\sigma_s' = 347,8$	MPa

Type ELS:

$$N = 740,87 \text{ (kN)} \quad M_y = 20,58 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_z = -2,66 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Pivot C

	Valeur	Unité
- Coefficient de sécurité :	2,35	
- Position de l'axe neutre:	$y = 71,2$	(cm)
- Bras de levier:	$Z = 19,6$	(cm)
- Contrainte maxi du béton	$\sigma_b = 6,4$	MPa
- Contrainte limite	$0,6 f_{cj} = 15,0$	MPa
- Contrainte de l'acier: comprimée	$\sigma_s' = 88,2$	MPa
- Contrainte limite de l'acier	$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$	MPa

Type ELA:

$$N = 545,87 \text{ (kN)} \quad M_y = 78,95 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_z = -6,97 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Pivot B

	Valeur	Unité
- Coefficient de sécurité :	2,10	
- Position de l'axe neutre:	$y = 23,7$	(cm)
- Bras de levier:	$Z = 28,7$	(cm)
- Déformation du béton:	$\sigma_b = 3,50$	(‰)
- Déformation de l'acier	$\varepsilon_s = 2,34$	(‰)

- Contrainte de l'acier: tendue:	$\sigma_s = 400,0$	MPa
- Contrainte de l'acier: comprimée :	$\sigma_s' = 400,0$	MPa

Type ELA :

$N = 28,32$ (kN) $M_y = -30,88$ (kN*m) $M_z = 11,76$ (kN*m)

Pivot A

	Valeur	Unité
- Coefficient de sécurité :	1,66	
- Position de l'axe neutre:	$y = 8,0$	(cm)
- Bras de levier:	$Z = 36,3$	(cm)
- Déformation du béton	$\epsilon_b = 2,44$	(‰)
- Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)
- Contrainte de l'acier: tendue	$\sigma_s = 400,0$	MPa
- Contrainte de l'acier comprimée :	$\sigma_s' = 132,3$	MPa

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,4$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 80,0$ (cm ²)
Théorique	$\rho = 0,40$ (%)		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,20$ (%)	Maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

• **Remarque :**

On remarque que dans les combinaisons d'actions, la section des armatures longitudinales est presque nulle, c'est dû que la sollicitation exercée sur les poteaux est la compression simple, donc le ferrailage sera calculé en utilisant le logiciel REBOT d'un côté, et en ayant recours à la section minimale exigé par le RPA99v2003 de l'autre.

• **Section minimale :**

Selon l'RPA99v2003 (7.4.2), la section minimale à adopter est :

$$A_{s \text{ min}} = 0.8\% B = 40 \times 40 \times 0.8\% = 12.8 \text{ cm}^2$$

Après divers calculs et extractions des sections du ferrailage longitudinal, nous avons obtenu les résultats affichés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Section (cm ²)	A min RPA (cm ²)	Section de ROBOT (cm ²)	Ferrailage longitudinal	
				Choix	Section (cm ²)
tout la structure	(40 × 40)	12.8	6.4	12T12	13.57

Tableau 5.1 : Ferrailage des poteaux longitudinal.

- **Vérification au cisaillement :**

Vérification de l'effort tranchant :

D'après le B.A.E.L :

$$V_u = 22.31 \text{ KN}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La fissure est préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{22310}{400 \times 360} = 0,15 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

3.2.2 Calcul de ferrailage transversal :

Du au risque du flambement des poteaux sous l'effet des charges importantes causant son éclatement, les armatures longitudinales sont maintenues et assisté par des armatures transversales :

Selon l'RPA99v2003 (Article 7.4.4.2), les armatures transversales sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$.

$f_e = 400 \text{ Mpa}$

Niveaux	Section (cm ²)	T (Kn)	a (cm)	λg	ρa	A calculé (cm ²)	Fer choisie	t (cm)	t' (cm)
tout la structure	(40 × 40)	22.31	40	3.96	3.75	1.32	ϕ 8	10	15

Tableau 5.2

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\phi t \leq \min (h/35, b/10, \phi L)$$

Avec :

ϕt : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

- $t \leq \text{Min} (10 \phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II a). Suivant RPA 99 ver 2003
- $t \leq 15 \phi$ en zone courante. (Zone II a). Suivant RPA 99 ver 2003 (7-1) page 50

$$\rightarrow t \leq \text{Min} (10 \phi t, 15 \text{ cm})$$

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

$$\rightarrow t \leq \text{Min} (15 \phi t)$$

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

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa) RPA99 version 2003 page 49

$$\Phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm}, \quad \text{alors on adopte: } L_r = 50 \text{ cm.}$$

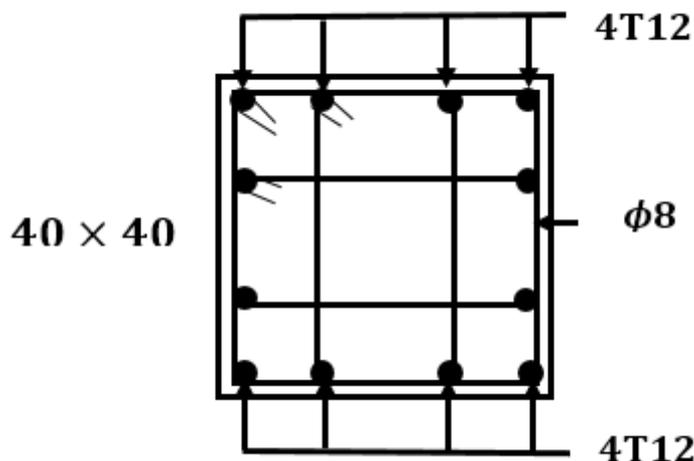
- La longueur des zones nodales :

$$h' = \text{Max} (h_e/6, b, h, 60 \text{ cm})$$

$$h' = 60 \text{ cm pour tous les étages.}$$

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

.3.3. Schéma de ferrailage des poteaux :



4. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres se fait à la flexion simple (situation durable et accidentelle) sous l'effet des moments les plus défavorables.

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales → P.P (45 × 30) cm².
- Poutres secondaires → P.S (35 × 30) cm².

4.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q & \rightarrow ELU \\ G + Q & \rightarrow ELS \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

4.2. Recommandation du RPA99 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.
- 40 ϕ en zone II.

4.3. Poutre Principale :

Les moments exercés sur les poutres au niveau des appuis/travées selon les trois combinaisons de calcul sont résumé dans le tableau ci-dessous :

ELU		ELS		ELA	
Appui (kn.m)	Travée (kn.m)	Appui (kn.m)	Travée (kn.m)	Appui (kn.m)	Travée (kn.m)
-83.85	59.31	-61.28	43.53	-78.71	42.89

Tableau 5. 3 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres principales.

4.3.1. Exemple de calcul :

Calcul de Section en Flexion Simple

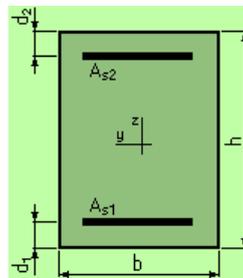
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 45,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	59,31	-83,85
Etat Limite de Service	43,53	-61,28
Etat Limite Ultime (Accidentel)	42,89	78,71

Analyse par Cas:

Cas ELU

$M_{max} = 59,31$ (kN*m) $M_{min} = -83,85$ (kN*m)

	Valeur	Unité
- Coefficient de sécurité :	1,31	
- Position de l'axe neutre:	$y = 5,7$	(cm)
- Bras de levier:	$Z = 39,7$	(cm)
- Déformation du béton	$\epsilon_b = 1,58$	(‰)
- Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)
- Contrainte de l'acier: tendue	$\sigma_s = 347,8$	MPa
- Contrainte de l'acier comprimée :	$\sigma_s' = 151,2$	MPa

Cas ELS

$M_{max} = 43,53$ (kN*m) $M_{min} = -61,28$ (kN*m)

	Valeur	Unité
- Coefficient de sécurité :	1,00	
- Position de l'axe neutre:	$y = 13,2$	(cm)
- Bras de levier:	$Z = 37,6$	(cm)
- Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,1$	MPa
- Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0$	MPa
- Contrainte de l'acier: tendue	$\sigma_s = 200,8$	MPa
- Contrainte de l'acier comprimée :	$\sigma_s' = 71,2$	MPa
- Contrainte limite de l'acier	$\sigma_{s\ lim} = 201,6$	MPa

Cas ELA

$M_{max} = 42,89$ (kN*m) $M_{min} = -78,71$ (kN*m)

	Valeur	Unité
- Coefficient de sécurité :	1.62	
- Position de l'axe neutre:	$y = 5,5$	(cm)
- Bras de levier:	$Z = 39,8$	(cm)
- Déformation du béton	$\epsilon_b = 1,51$	(‰)
- Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)
- Contrainte de l'acier: tendue	$\sigma_s = 400,0$	MPa
- Contrainte de l'acier comprimée :	$\sigma_s' = 137,9$	MPa

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 5,6 (cm²)	Section théorique	A_{s2} = 8,0 (cm²)
Section minimum	A _{s min} = 1,4 (cm ²)		
Théorique	ρ = 1,08 (%)		
Minimum	ρ _{min} = 0,11 (%)		

On adopte :

- **En travée : 6HA12 = 5.65 cm²**
- **En appui : 3HA12+3HA14 = 8.01 cm²**

Condition de non fragilities:

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft_{28}}{f_e} b \cdot d$$

Avec : $ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times fc_{28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} 0.3 \times 0.4 = 1.45 \text{ cm}^2$$

- **En travée : 5.65 cm² > 1.45 cm² ➔ Condition vérifiée**
- **En appui : 8.01 cm² > 1.45 cm² ➔ Condition vérifiée**

Verification de RPA:

- **En travée : 0.5% b.h = 6.75 cm² < 6HA12=6.79cm² < 4%b.h=54 cm²**
(Condition vérifié)
- **En appuis : 0.5% b.h = 6.75 cm² < 3HA12+3HA14=8.01cm² < 4%b.h=54 cm²**
(Condition vérifié)

Vérification au cisaillement :

$$V_{max} = 170.48 \text{ KN}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \cdot d} = \frac{170.48 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42} = 1.35 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.38 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

L'espaceement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 ver 2003 Art 7.5.2.2 page 53

$$St < \min (h / 4, 10\phi_{lmin}, 30 \text{ cm}) = 11.25 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone nodale}$$

$$St < h / 2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone courante}$$

Donc on prend :

$$\begin{cases} St = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone nodale} \\ St = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{pour la zone courante} \end{cases}$$

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi t \leq \min (h / 35, b / 10, \phi / \min)$$

$$\phi t \leq \min (45/35, 30/10, \phi / \min)$$

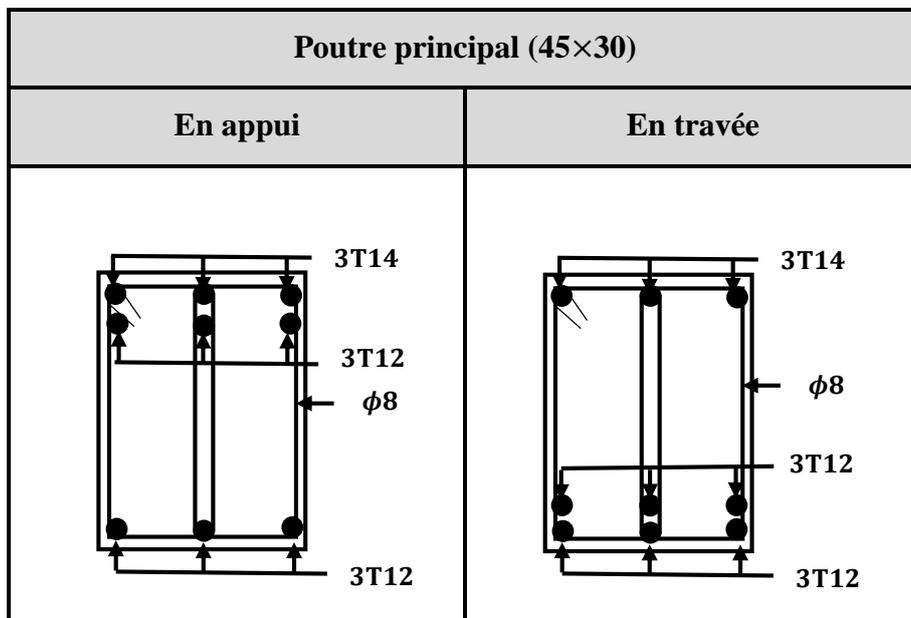
$$\phi t = 8 \text{ mm} \quad \text{min pour RPA}$$

Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II a // page 52).

$$\phi = 1,2 \phi \text{ cm}$$

Schéma de ferrailage des poutres principales :



4.5. Poutre secondaire :

Les moments exercés sur les poutres au niveau des appuis/travées selon les trois combinaisons de calcul sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Type de plancher	ELU		ELS		ELA	
	Appui (kn. m)	Travée (kn. m)	Appui (kn. m)	Travée (kn. m)	Appui (kn. m)	Travée (kn. m)
PS 30 35	-45.01	22.59	-35.53	16.32	-76.63	16.06

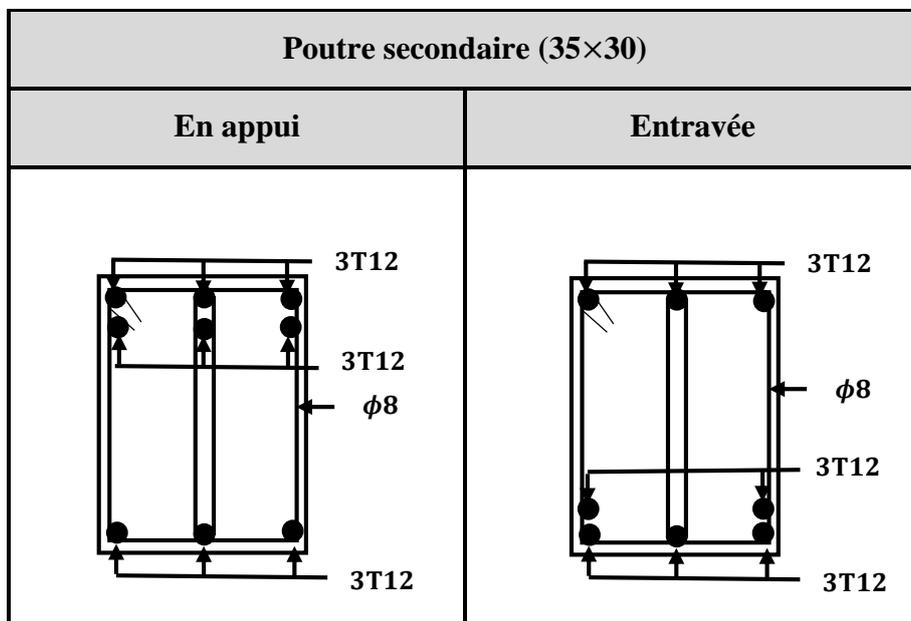
Tableau 5.5 : Récapitulatif des moments fléchissant pour les poutres secondaires.

Après calcul des sections de ferrailages des poutres secondaires, on a obtenu les résultats traduit dans le tableau ci-dessous :

Type de plancher	$A_{min RPA}$ (cm^2)	Travée			Appui		
		$A_{socotec}$ (cm^2)	A choisie	A adopter (cm^2)	$A_{socotec}$ (cm^2)	A choisie	A adopter (cm^2)
Terrasse	5,25	2.7	3T12+2T12	5.65	6.5	3T12+3T12	6.78

Tableau 5.6 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

4.6. Schéma de ferrailage des poutres secondaires :



5. Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations et sont chargés de reprendre la majeure partie des efforts horizontaux dus entre autre au séisme

Ils seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant V, et verticalement à la flexion composée sous un effort normal de compression N et un moment de flexion M, ces derniers seront tirés à partir du logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes :

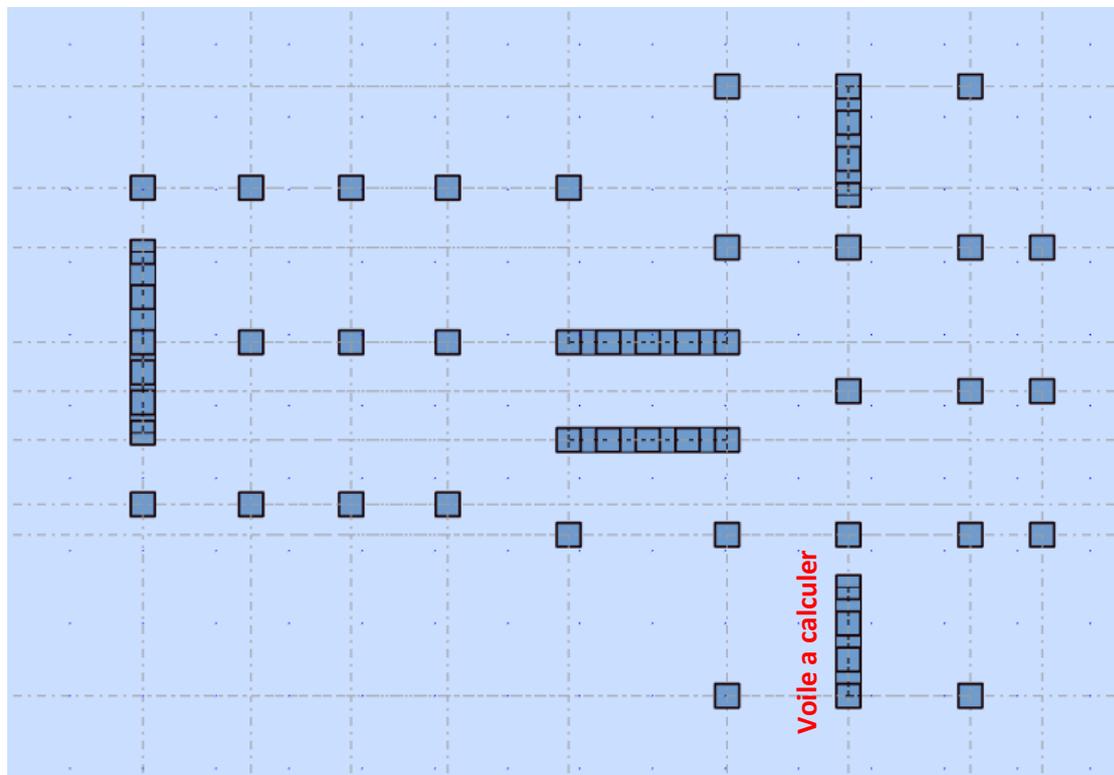
Selon le règlement BAEL 91 (situation durable) :

- ELU $1.35G+1.5Q$
- ELS $G+Q$

Selon le RPA (Situation accidentelle) :

- $G+Q+EDX$
- $G+Q+1.31EDY$
- $0.8G+EDX$
- $0.8G+1.31EDY$

. Plan de repérage des voiles :



Les vérifications

4.1.1 Vérification de la stabilité de forme (non flambement) : ELU

Tout élément comprimé est susceptible de flamber, avant même que l'état limite ultime de résistance ne soit atteint. C'est phénomène qu'on peut négliger et auquel on doit prêter une attention particulière,

L'effort normal ultime «Nu» est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un voile sans subir des instabilités par flambement, et est égale à :

$$\overline{Nu} \leq \alpha * \left[\frac{Br \cdot fc28}{0.9 \cdot \gamma b} + A \cdot \frac{fe}{\gamma s} \right] \dots \dots \dots \text{BAEL B.8.4}$$

On a : $fc28=25 \text{ MPA}$ et $fe =400 \text{ MPA}$

D'après ROBOT :

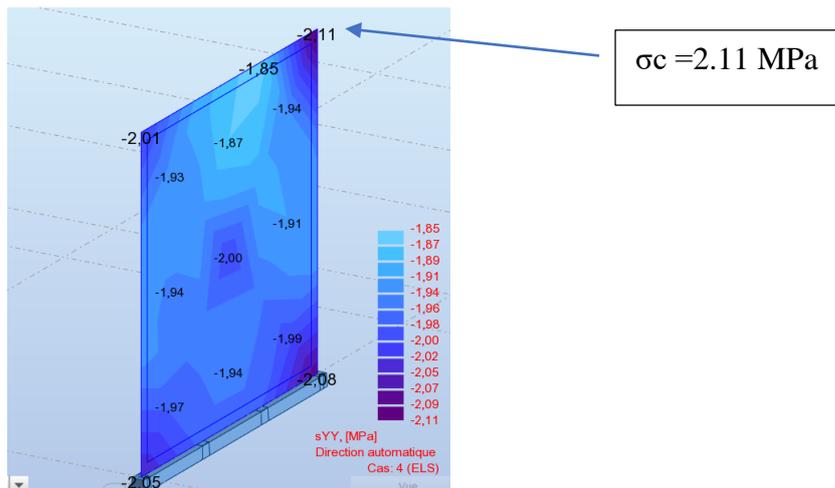
$Mu =5.62 \text{ KN. m}$

$Nu =1641.67 \text{ KN}$

IV.4.1.2. Vérification de la Contrainte de compression (ELS) :

La vérification de la contrainte est faite à l'aide de la Formule :

$$\sigma_c = \frac{Ns}{B} + \frac{Ms v}{I} \leq \overline{\sigma c} = 0.6 \cdot fc28 = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPA}$$



Alors : $\sigma_c = 2.11 \leq \overline{\sigma c} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$

Vérification de la contrainte tangentielle :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{V}{bd} \leq 0,2 \cdot fc28 = 0.2 \cdot 25 = 5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{art 7.7.2-RPA99}$$

Avec : $b = 1 \text{ ml}$; $d = 0,9 \times \text{épaisseur du voile}$.

Les Conditions du ferrailage des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions préconisées par le RPA99 :

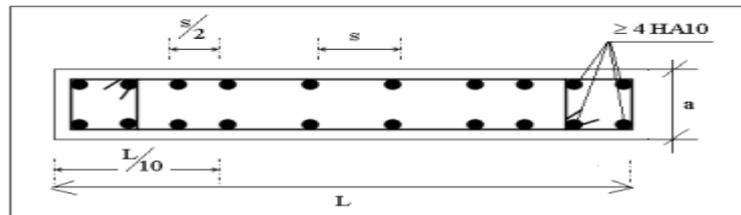
- **Le Ferrailage vertical : art 7.7.4.1-RPA**

Ces armatures sont destinées à reprendre les effets des flexions, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles ils doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ❖ Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue 0. 20%.
- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- ❖ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets a la partie supérieure.

Toutes les autres cadres n'ont pas de crochets.

- ❖ A chaque extrémité l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15 cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Le Ferrailage horizontale : art 7.7.4.2 ; RPA**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ

- **Règles communes** : (art 7.7.4.3 ; RPA)

- ❖ **Section minimal d'armature :**

0.15% de la section globale du voile

0.1% en zone courante

- ❖ **Espacement des aciers horizontaux et verticaux :**

$t \leq \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$

a : épaisseur du voile

- ❖ **Longueur de recouvrement :**

40Φ : pour les barres situées dans les zones ou le recouvrement du signe des efforts est possible

20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges.

IV.4.4.1. Le Ferrailage vertical :

A-Méthode des contraintes (méthode des bandes) :

On va assimiler notre système de voile a une pièce de béton armé qui non fissuré et calculer la contrainte au niveau de chaque point selon la longueur de voile.

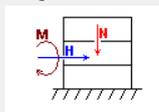
a)- La dimension de la section d'acier longitudinale :

$$\sigma_t = \frac{N}{B} - \frac{M v}{I} : \text{contrainte à la traction.}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{B} + \frac{M v}{I} : \text{contrainte à la compression.}$$

D'après logiciel ROBOT on a :

Sous la combinaison sismique : 0.8G+EDY

Charges		Combinaisons (2)					
		N (kN)					
		0,00					
		M (kN*m)					
		0,00					
		H (kN)					
		0,00					
			Nom	Type	N [kN]	M [kN*m]	H [kN]
			1	ELU	1641,67	5,62	-3,61
			2	0.8G+EY	782,01	-2094,97	491,70

M= 2094.97 KN.m ; N= 782.01 KN ;

Donc :

$$\sigma_t = \frac{782.01}{3 \times 0.2} - \frac{2094.97 \times 3/2}{0.2 \times 2.3^3 / 12} = - 5676.65 \text{ KN/m}^2$$

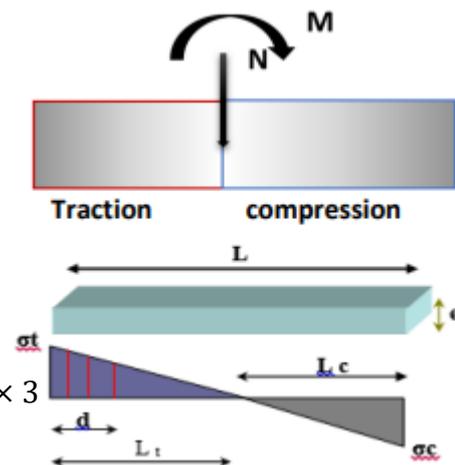
$$\sigma_c = \frac{782.01}{3 \times 0.2} + \frac{2094.97 \times 3/2}{0.2 \times 2.3^3 / 12} = - 8283.35 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$\frac{l_c}{L} = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} \Rightarrow l_c = \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} \right) L \Rightarrow l_c = \left(\frac{8283.35}{8283.35 + 5676.65} \right) \times 3$$

Lc =1,78 m

Lt = L – lc =3 – 1.78 =0.83 m ⇒ lt =1.2 m



Les méthodes approches division la partie tendue en plusieurs parties (des bondes) pour connaitre la quantité de ferrailage dans chaque partie car la contrainte est variée entre σ_{max} et 0.

Le règlement autorise à prendre :

- ❖ $d_{max} \leq \frac{2}{3} l_c$ et $d_{max} = \frac{he}{2}$ (CV pour toute la zone tendu)
- ❖ La force de traction $F_t = \frac{\sigma_t}{2} \times l_t \times e = \frac{5676.65}{2} \times 1.78 \times 0.2 \Rightarrow F_t = 1010,4 \text{ KN}$
- ❖ La section des armatures verticale est : $A_s = \frac{F_t}{f_e} = \frac{1010.44}{40} = 25.26 \text{ cm}^2$

On adopte 24 HA 12 = 27.14 cm²

- ❖ Ferrailage minimal Globalement dans le voile A min =0.15% × b × h =0.0015 × 20 × 300 =9 cm² ⇒ **Amin =9 cm²**

Ferrailage minimal dans la zone tendue $A_{min} = 0.2\% \times b \times h = 0.002 \times 20 \times 178 = 7.12 \text{ cm}^2$

IV.4.4.2. Le Ferrailage horizontale :

❖ En premier on fixe l'espacement :

$$St \leq \min(1.5a ; 30\text{cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30) = 30\text{cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

❖ On calcul à présent la section d'armatures transversale :

- Selon le BAEL 91 (Ritter-Morsch) :

$$\frac{At}{b_0 * St} \geq \frac{\tau u}{0.9 * f_e * (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

τu : Contrainte tangente conventionnelle.

Avec :

$$\tau u = \frac{Vu}{b_0 * d} = \frac{491.7 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3000} = 0.9 \text{ MPA}$$

$$\tau u = 0.9 \text{ MPA}$$

St : Espacement d'armateur.

Fe : Limite élastique

α : Angle d'inclinaison des armatures transversales ($\alpha = 90^\circ$)

$$At \geq 20 \times 20 \times \frac{0.9}{0.9 \times 400 \times 1} = 1 \text{ cm}^2$$

on adopte 2HA10 = 1.57 cm²

❖ **La quantité des armatures minimale :**

➤ **Selon RPA99 (art 7.7.4.3) :**

Ferrailage minimal Globalement dans le voile $A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100$

$$A_{min} = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} < 6\text{HA10} = 4.71 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié}$$

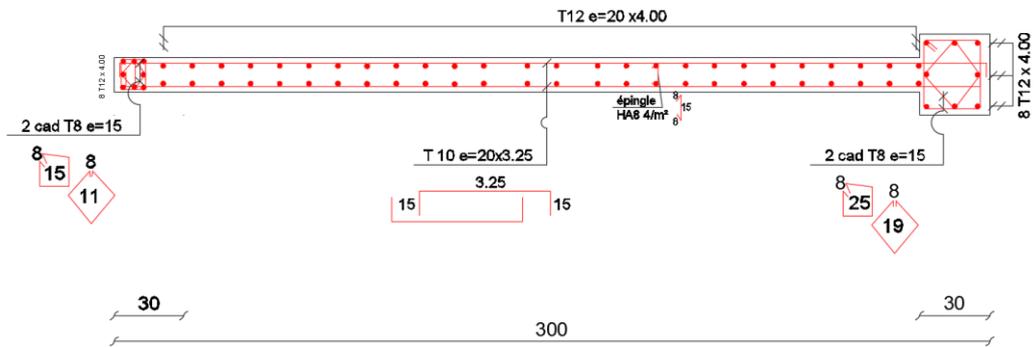
Donc on adopte un ferrailage horizontal en HA10 avec espacement de 20 cm.

Remarque :

D'après le RPA99 le ferrailage sera fait en double nappes qui doit être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré et dans Chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

IV. 4.4.3. Schéma de ferrailage :

COUPE SUR VOILE "01" L=3.00m e=20



CHAPITRE 6

ETUDE DES FONDATIONS

Chapitre 6 : Etude des fondations

1. Introduction	
2. Reconnaissance du sol.....	
3. Combinaisons d'actions à considérer.....	
4. Choix du type des fondations.....	
5. Pré dimensionnement des semelles filantes.....	
6. La vérification nécessaire des semelles.....	
7. La modélisation.....	
8. Calcul le Ferrailage.....	
8.1 Ferrailage des nervures.....	
8.1.1 Ferrailage longitudinal.....	
8.1.2 Calcul des armatures transversales.....	
8.1.3 Schéma de ferrailage :.....	
Ferrailage des semelles	
9. Etude des longrines.....	
9.1 Introduction.....	
9.2 Calcul du ferrailage.....	

1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier.

Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

2. Reconnaissance du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de :

(D'après le rapport de sol)

- La Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$
- Le Coefficient de raideur du sol. $K_z := 40\,000 \text{ KN/m}^3$

3. Combinaisons d'actions à considérer :

les fondations superficielles sont dimensionnées selon la combinaison de l'État limite de service **ELS=G+Q**

4. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La nature et le poids de la superstructure
- La capacité portante du sol
- Les charges transmises au sol

Pour adopter le type de fondation il faut calculer la surface nécessaire de fondation :

$$\text{On a } \frac{N}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logiciel robot

$$(N=24016,65 \text{ KN})$$

S_s : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{24016,65}{200} = 120,08 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{120.08}{313.97} = 38\%$$

S_s : La surface totale des semelles.

S_b : La surface totale du bâtiment.

D'après les calculs, on trouve :

$$S_s = 120.08 \text{ m}^2, S_b = 313.97 \text{ m}^2$$

Donc la surface des fondations doit être supérieure ou égale à 38% de la surface totale :

Donc on adopte des semelles filantes comme fondation.

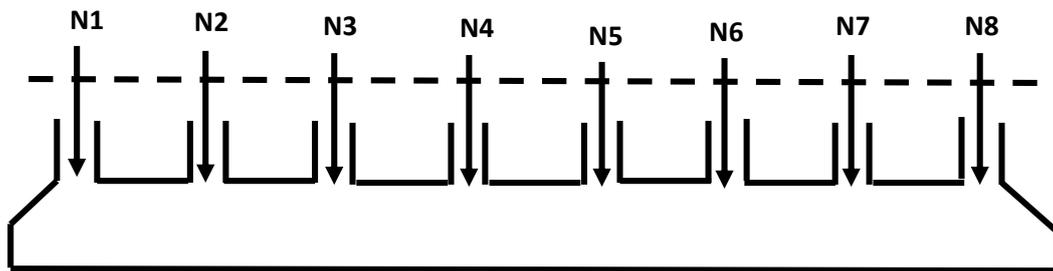


Figure 6.1 : Schéma d'une Semelle filante.

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

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

N : la somme des efforts normaux provenant des poteaux.

5. Pré dimensionnement des semelles filantes :

- Calcul la largeur des semelles (B) :

On a :

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma} \times L}$$

- Calcul de la hauteur totale des semelles (h_t) :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + d'$$

Avec :

d' : enrobage des armatures ; $d' = 5 \text{ cm}$.

d : hauteur utile qui doit vérifier la condition suivante : $d \geq \frac{B-b}{4}$

On résume notre résultat de calcul dans le tableau ci-dessus :

Ligne	N(KN)	L (m)	b (KN)	B (m)	B adoptée	Ax(poteau) (m)	d (m)	h adopte (m)	type
file1	2105,1	9,75	200	1,0795	1,2	0,4	0,2	0,4	S1
file2	1896,6	9,75	200	0,9726	1,2	0,4	0,2	0,4	S2
file3	2045,3	9,75	200	1,0489	1,2	0,4	0,2	0,4	S3
file4	1871,1	9,75	200	0,9595	1,2	0,4	0,2	0,4	S4
file5	1 889	10,6	200	0,891	1,2	0,4	0,2	0,4	S5
file6	3 085	17,85	200	0,8641	1,2	0,4	0,2	0,4	S6
file7	4493	17,85	200	1,2585	1,4	0,4	0,25	0,4	S2
file8	2736	17,85	200	0,7664	1,2	0,4	0,2	0,4	S8
file9	1596,2	8,95	200	0,8917	1,2	0,4	0,2	0,4	S9

On opte pour **h=40 cm**.

- **Les nervures :**

Pour éviter la flexion de fondation il faut la rigidifier par une poutre entre les poteaux on l'appelle nervure.

- **La condition forfaitaire :**

- $h_r \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{4.5}{10} = 45 \text{ cm}$

La nervure : $(bxh) = (40 \times 80) \text{ cm}^2$

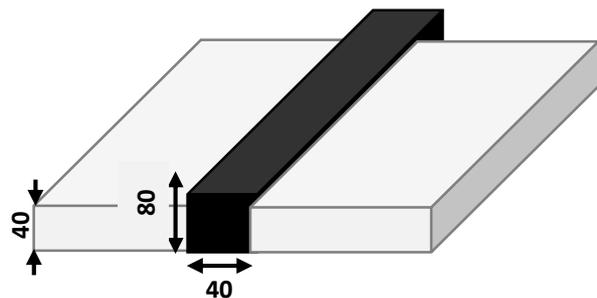


Figure 6.2 : Dimensions de la semelle filante

6. La vérification nécessaire des semelles :

- **Vérification de la contrainte en tenant compte du poids de la semelle :**

La semelle soumise à son poids propre et le poids de la superstructure.

$$N_{\text{Total}} = N_{\text{(superstructure)}} + N_{\text{(infrastructure)}}$$

Avec : $N_{\text{(infrastructure)}} = N_{\text{(avant poteau)}} + N_{\text{(semelle)}}$

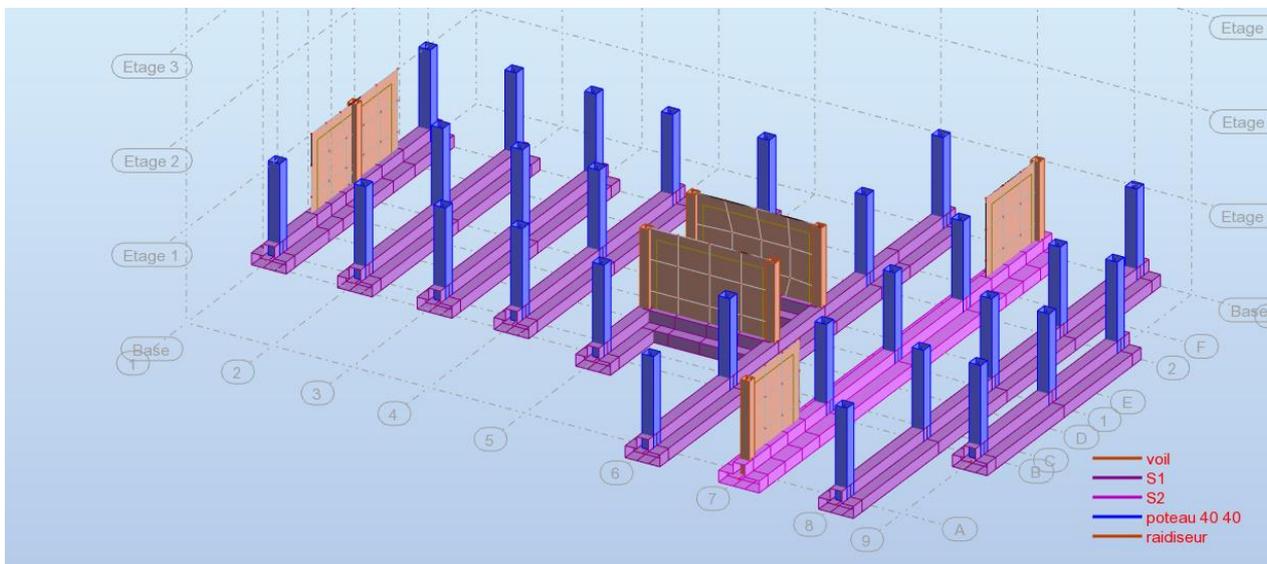
Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

Ligne	N (KN)	L (m)	b adoptee	h adopte (m)	B (KN)	Badm (KN)	verification
file1	2222,1	9,75	1,2	0,4	189,92308	200	verifie
file2	2013,6	9,75	1,2	0,4	172,10256	200	verifie
file3	2162,3	9,75	1,2	0,4	184,81197	200	verifie
file4	1988,1	9,75	1,2	0,4	169,92308	200	verifie
file5	2006	9,75	1,2	0,4	171,45299	200	verifie
file6	3299,2	17,85	1,2	0,4	154,02428	200	verifie
file7	4742,9	17,85	1,4	0,4	189,79192	200	verifie
file8	2950,2	17,85	1,2	0,4	137,73109	200	verifie
file9	1703,6	8,95	1,2	0,4	158,62197	200	verifie

Tableau6.3 : vérification des contraintes de sol

7. La modélisation :

Après le redimensionnement de semelles filantes on doit le modéliser en utilisant le logiciel ROBOT, cette étape est schématisée dans la figure ci-dessous :



8. Calcul le Ferrailage :

8.1. Ferrailage des nervures :

8.1.1. Ferrailage longitudinal :

Le calcul de ferrailage longitudinal se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire de (0,8 x 0,4) m²

A partir du logiciel ROBOT, les valeurs des moments à ELS en travées et en appuis des nervures sont données ci-dessous :

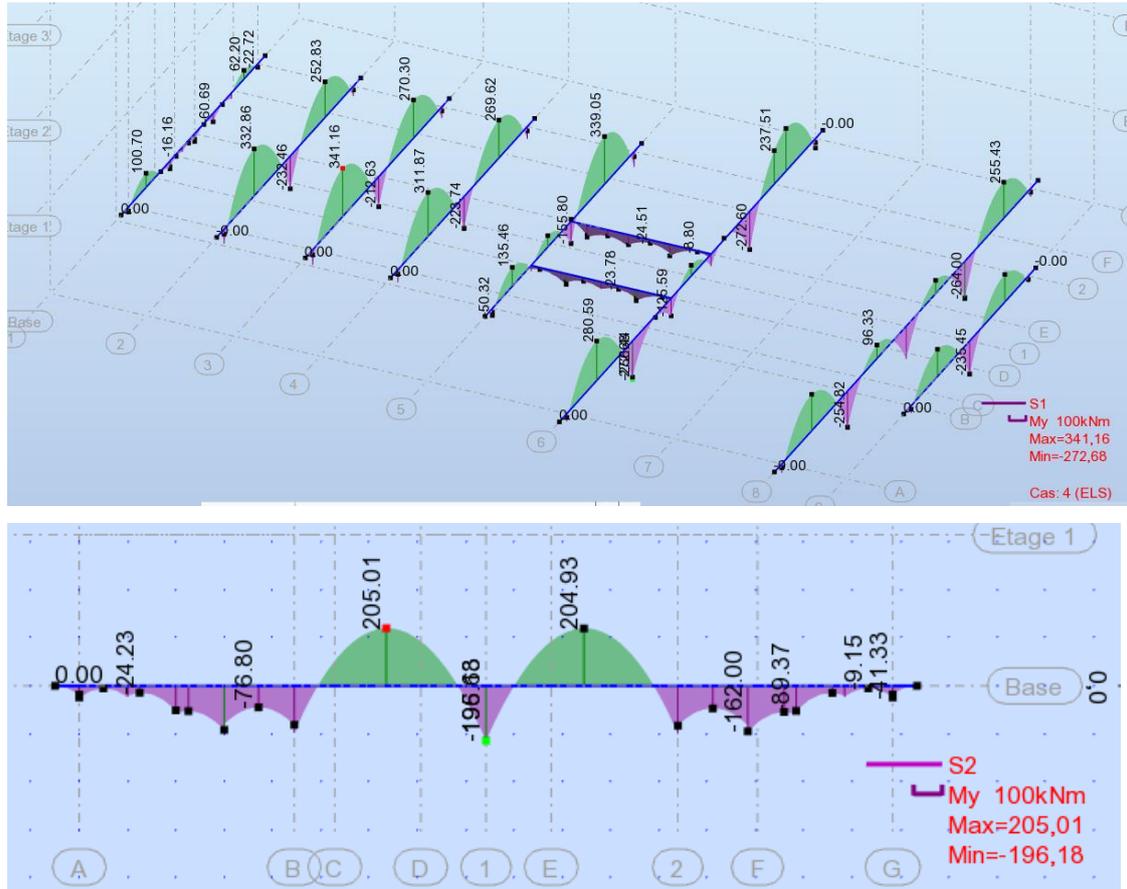


Figure 6.3 : Récapitulatif des moments pour les nervures.

TYPE	moment (KN,m)		AS calculer (cm ²)		As adopté	
	M appuis	Mtravée	en appuis	en travée	en appuis	en travée
S1	272,68	341,16	19,3	24,5	4HA 20+ 4HA16=20,61 cm ²	8HA20=25,13cm ²
S2	198,68	205,01	14,1	14,5	4HA16+4HA14=14,2cm ²	8HA16=16.08cm ²

Tableau 6.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures.

- Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} 40 \times 76 = 3.67 \text{ cm}^2$$

En travées : 25.13 ou $16.08 \text{ cm}^2 > 3.67 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

En appuis : 20.61 ou $14.2 \text{ cm}^2 > 3.67 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

• **Vérification au cisaillement :**

D'après les résultats obtenus par « ROBOT » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

On doit vérifier :

- **Le cas le plus défavorable :** $V_{u \max} = 646.89 \text{ KN}$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) \Rightarrow \text{fissure est préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4\text{MPa}\right) = \min(2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{646890}{400 \times 760} = 2.12 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

8.1.2. Calcul des armatures transversales

• **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; Q_{L\min} ; \frac{b}{10}\right) \text{ Selon le CBA93}$$

$Q_{L\min} = 1,4 \text{ cm}$ (Diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{80}{35} ; 1,4 ; \frac{40}{10}\right) = 1.4 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des armatures transversales :**

D'après le B.A.E.L

$$S_{t \max} \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t\max} \leq \min(68.4 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

$$S_{t1} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 (\tau_u)} \quad (\text{on consider que il ya un risqué de reprise de bétonnage})$$

$$\Rightarrow S_{t1} \leq \frac{0,9 \times 201 \times 400}{1,15 \times 400 (2.12)} \times 10^{-1} = 97.5 \text{ cm} \Rightarrow S_{t1} \leq 97.5 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{2.01 \times 400}{0,4 \times 40} = 16 \text{ cm} \Rightarrow S_{t2} \leq 16 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t\max}) \Rightarrow S_t \leq \min(40 ; 97.5 ; 16) \Rightarrow S_t \leq 16 \text{ cm}$$

En adopte : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Les armatures de peu

On voit que notre nervure est de hauteur = 80cm donc on a besoin des armatures de peu qui est égale à $3\text{cm}^2 / \text{ml}$ (selon BAEL91)

$A_{\text{peu}} = 3\text{cm}^2 \times 0.8 = 2.4 \text{cm}^2$

On adopte 2xT12

8.1.3. Schéma de ferrailage :

Nervure pour la semelle type 1 :

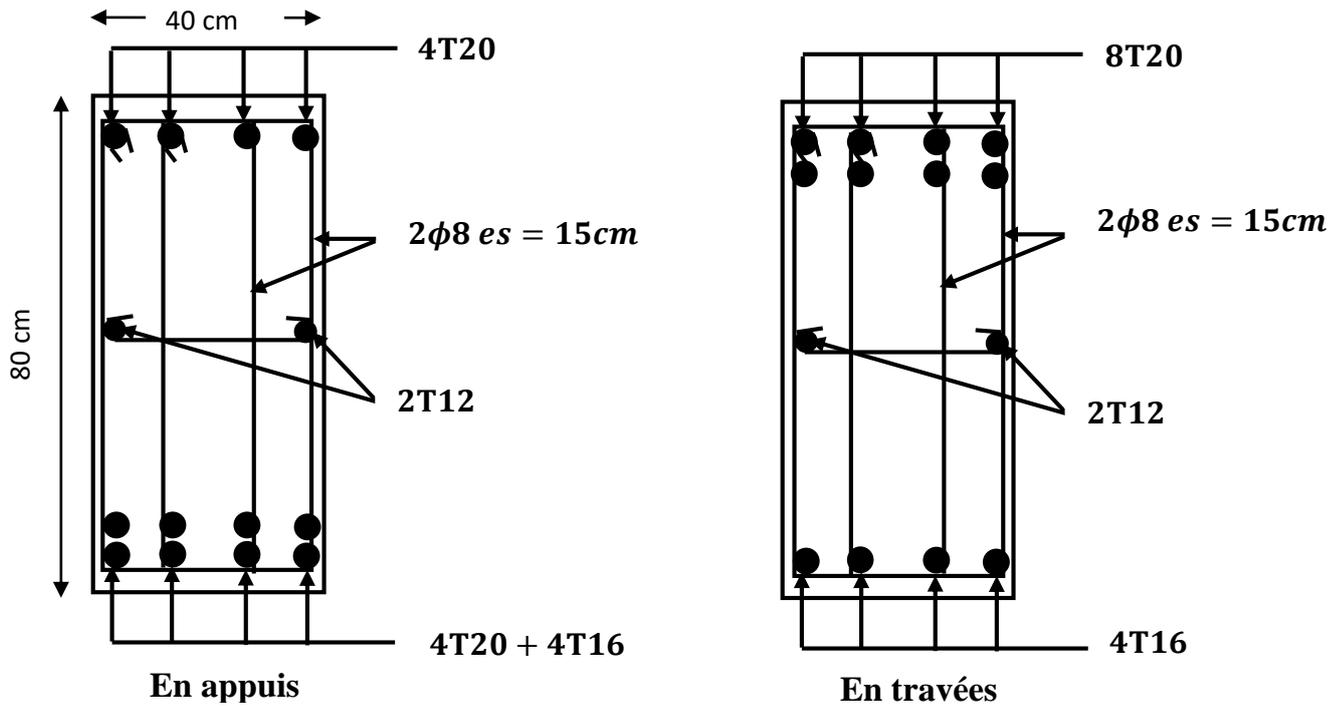


Figure 6.4 : Schéma de ferrailage des nervures pour S1.

Nervure pour la semelle type 2 :

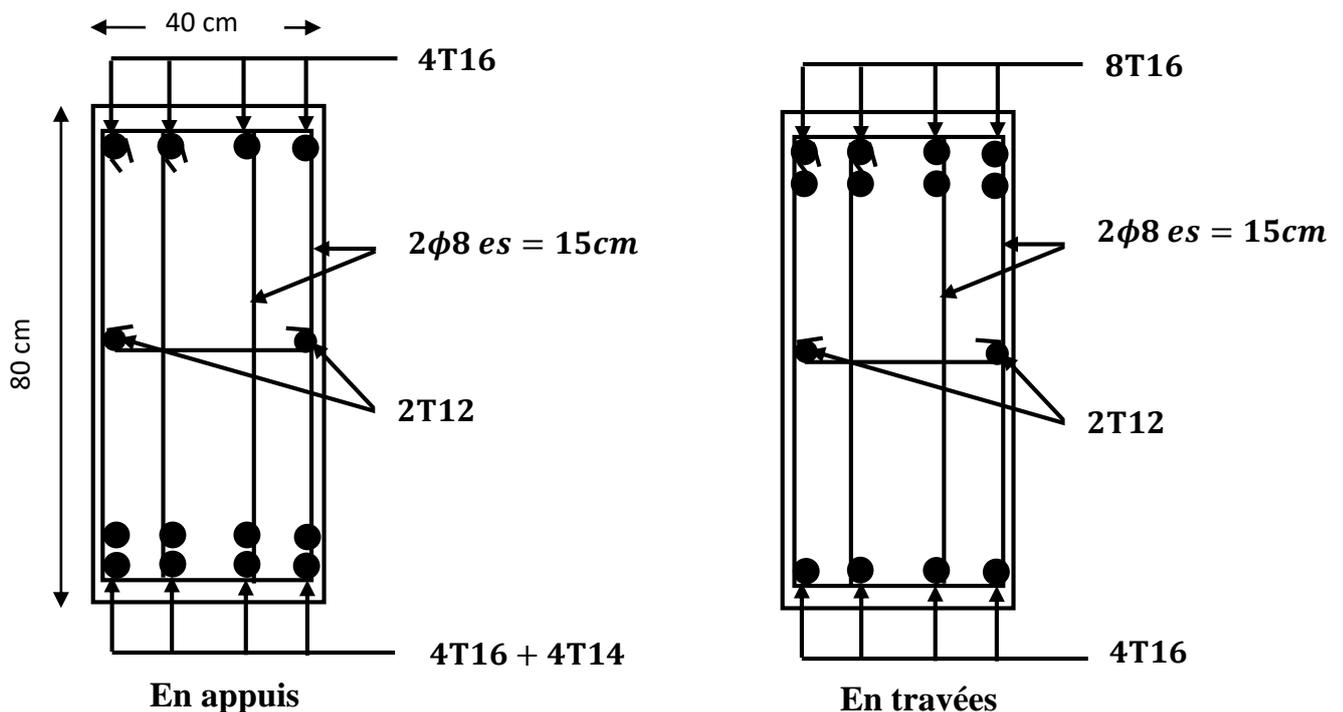


Figure 6.5 : Schéma de ferrailage des nervures pour S2.

8.2. Ferrailage des semelles :

$$A_{sA} = \frac{Ns * (A - a)}{8d\bar{\sigma}_s}$$

Avec $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_t} \right\}$; fissuration Préjudiciable

TYPE	N max (KN)	A (cm)	a(cm)	d (cm)	$\bar{\sigma}_s$	As cm ²	As adopté
S1	738,56	120	40	35	201	10,4983653	HA 14 es 15
S2	757,32	140	40	35	201	13,45629	HA 16 es 15

Tableau 6.5 : ferrailage principal des semelles

❖ **Les armatures de répartitions :**

Pour S1

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10,78}{4} = 2,69 \text{ cm}^2$$

Donc : On adopte **5HA8 /ml = 3,93cm²/ml**

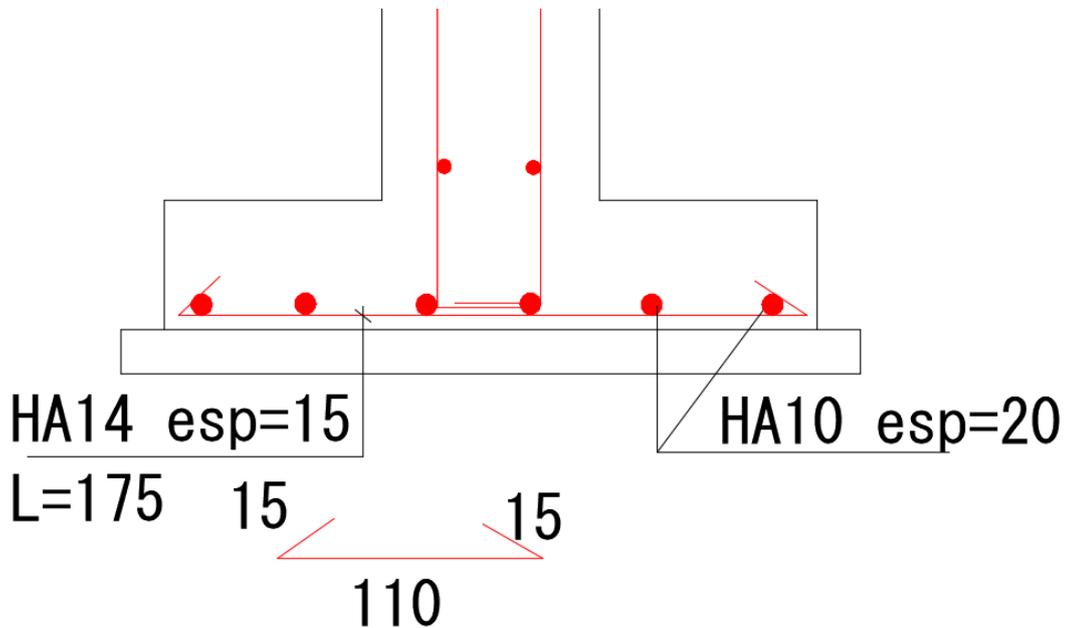
POUR S2

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{14,07}{4} = 3,51 \text{ cm}^2$$

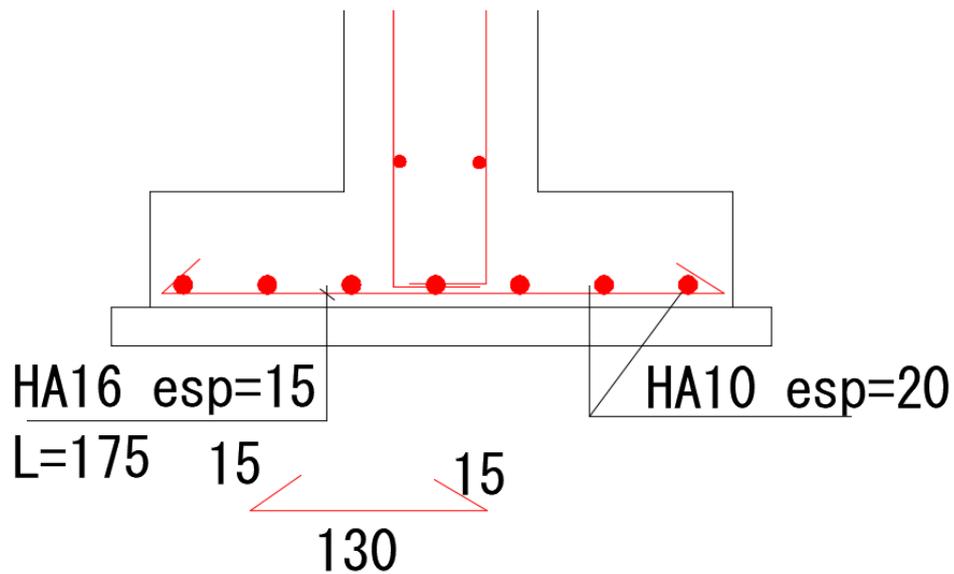
Donc : On adopte **5HA10/ml** \Rightarrow **A_s = 3,93 cm²/ml.**

Schéma de ferrailage :

S1



S2



9. Etude des longrines :

9.1. Introduction :

Le rôle de longrine est de relier les points d'appuis d'un même bloc, à tout dispositif équivalant tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

D'après le R.P.A 99 V2003, le minimum pour les longrines est :

- (25 × 30) cm² → Site de catégorie S2, S3.
- (30 × 30) cm² → Site de catégorie S4.

→ Donc on va prendre une longrine de (30×30) cm²

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN} \quad \text{avec :}$$

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Pour notre cas : N =757.32 KN

Zone II ; site 3 → α = 12.

$$F = \frac{757.32}{12} = 63.11 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \rightarrow \text{C.V}$$

9.2. Calcul du ferrailage :

$$F = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{276.07 \times 10}{348} = 7.93 \text{ cm}^2$$

- **Le RPA99 version 2003 exige que :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,6 \% (b \times h) = 5.4 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{st} = 7.93 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = 5,4 \text{ cm}^2. \text{ D'où le ferrailage choisi : } A_{st} = 6T14 = 9.23 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$9.23 \text{ cm}^2 > 0.98 \text{ cm}^2 \rightarrow C.V$$

- **L'espacement des cadres :**

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\varnothing)$$

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \times 1,4) = (20 \text{ cm} ; 21 \text{ cm})$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Les armatures transversals :**

On choisit forfaitairement : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

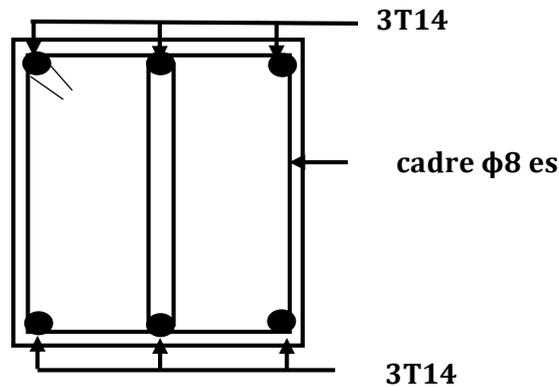


Figure 6.6: Schéma de ferrailage de la longrine.

CONCLUSION

GENERALE

CONCLUSION GENERALE

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

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère) et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Lors de l'étude dynamique et sismique par la suite, l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

Pour le contreventement et les dispositions des voiles ; on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation. Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation de logiciel rebot permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, la fiabilité de résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Finalement, ce projet de fin d'étude a été une expérience très réussie pour moi. Il m'a fourni les moyens nécessaires qui m'aident à affronter la vie professionnelle.

En espérant que ce modeste travail sera une référence utile pour les autres étudiants.

REFERENCE

BIBLIOGRAPHIQUE

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- **Réglementations et Lois imposée :**

- RPA99V2003 : Règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR BC 2.2 : Document Technique Réglementaire (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

- **Anciens mémoires de fin d'étude :**

- Etude ET CALCUL D'UN BATIMENT (RDC+7etages). UBM-ANNABA-2021/2022
- La modélisation et conception parasismique d'un bâtiment (RDC+9 ETAGES) à usage multiple. Université BELHADJ BOUCHAIB -d'Ain Temouchent-2015/2016
- Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation Contreventé par un système mixte (voiles-portique). Université A-Mira -Bejaia-2012/2013.

- **Logiciels Utilisés :**

- Reboot structural analyses 2017
- Autodesk AutoCAD 2021.
- Microsoft office WORD 2016.
- Microsoft office EXCEL 2016.
- Rebot Expert.

A *NNEXES*

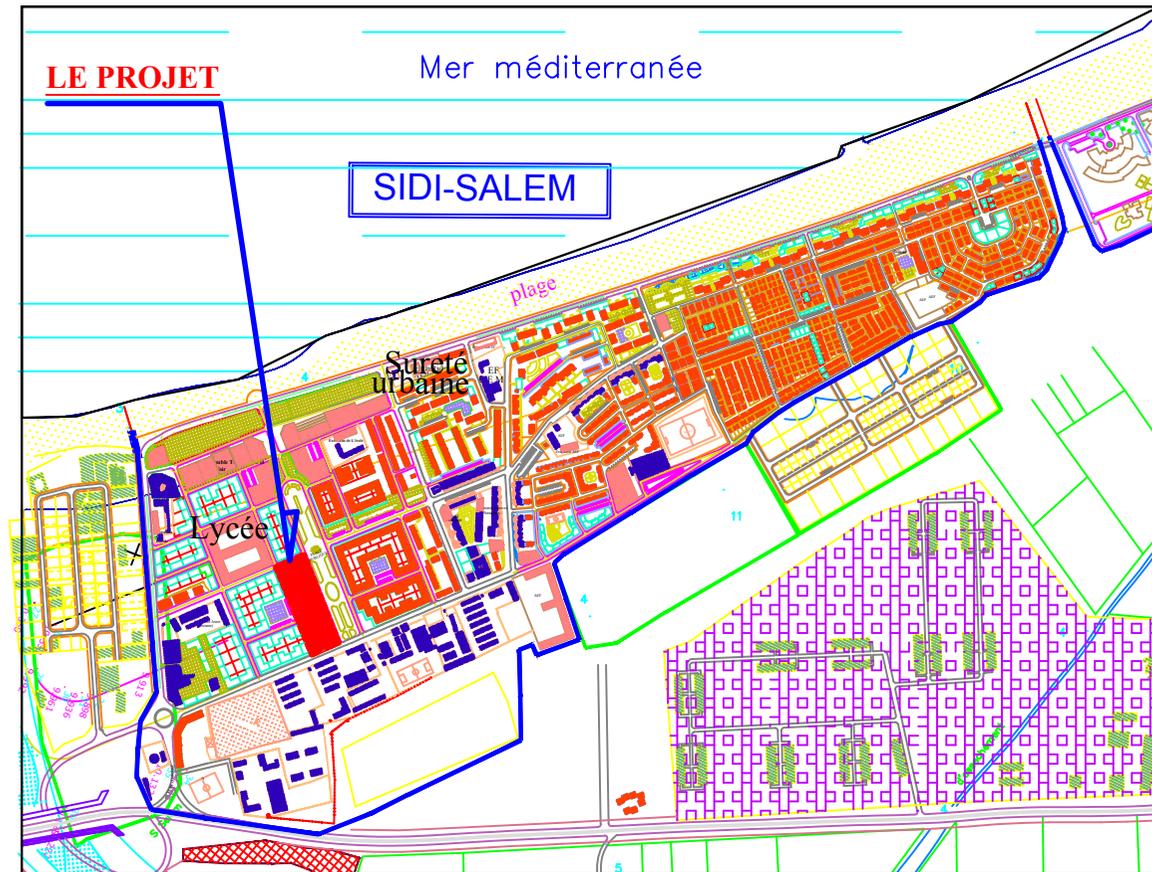
OFFICE DE GESTION ET PROMOTION IMMOBILIERE

**REALISATION DE 1200 LOGEMENTS PUBLICS
LOCATIFS A TRAVERS LA WILAYA DE ANNABA
PROGRAMME QUINQUENNAL 2010-2014 «TRANCHE 2011»**

**POCHE 01: 229 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS
A EL BOUNI (SIDI SALEM) - W. ANNABA**

**DOSSIER D'ARCHITECTURE
RELATIF À LA
MAITRISE D'OEUVRE (ADAPTATION)
SUIVI,CONTROLE EN TTC ET VRD**

OFFICE DE GESTION ET PROMOTION IMMOBILIERE
REALISATION DE 1200 LOGEMENTS PUBLICS
LOCATIFS A TRAVERS LA WILAYA DE ANNABA
PROGRAMME QUINQUENNAL 2010-2014 «TRANCHE 2011»
POCHE 01: 229 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A EL BOUNI (SIDI SALEM) - W. ANNABA

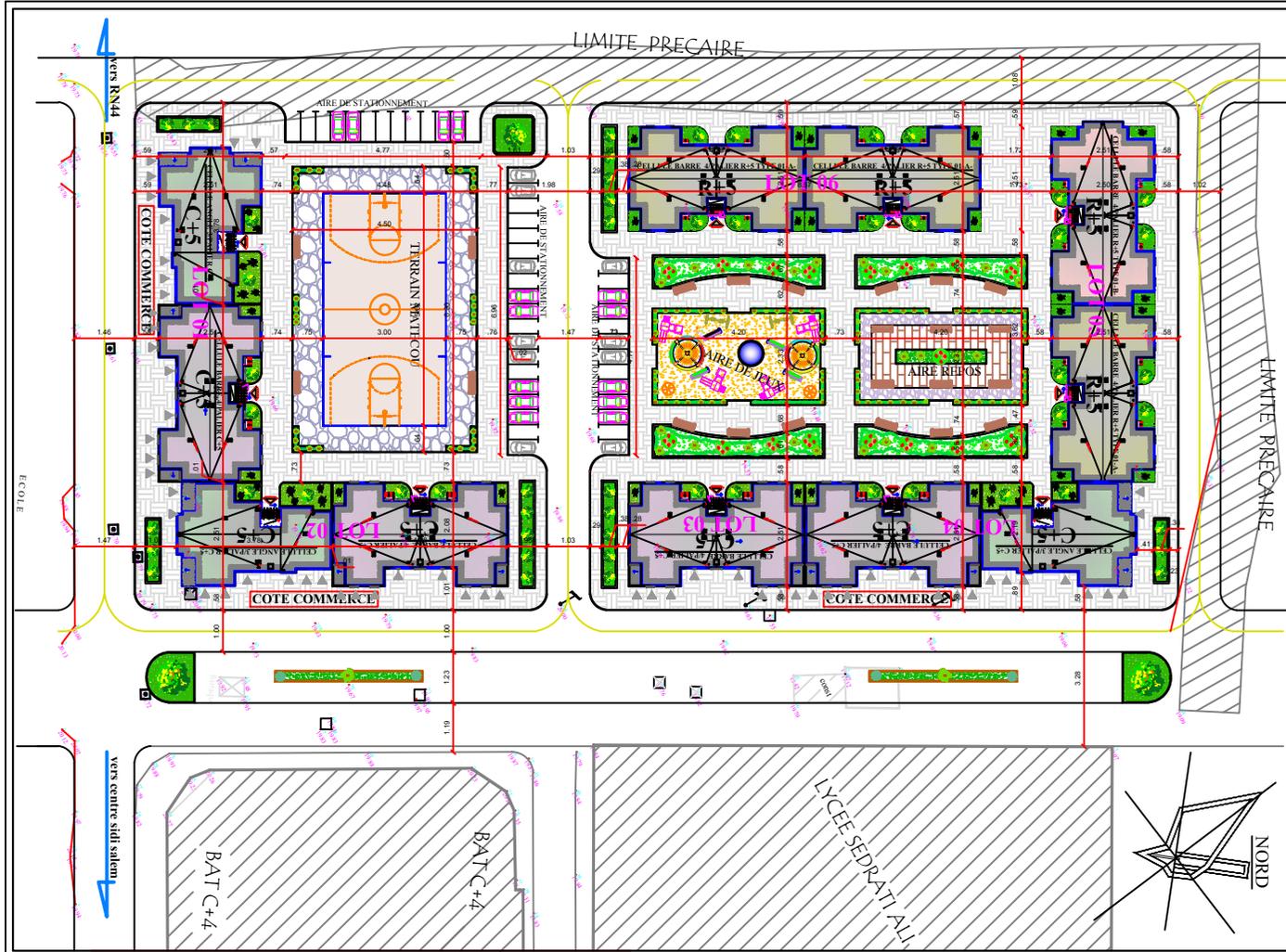


PLAN SITUATION



BET IDIR HALIMA

POCHE -1 :229 /1200 LPL -RHP /SIDI SALEM /EL BOUNI / WILAYA DE ANNABA



PLAN DE MASSE



BET IDIR HALIMA

OFFICE DE GESTION ET PROMOTION IMMOBILIERE
REALISATION DE 1200 LOGEMENTS PUBLICS
LOCATIFS A TRAVERS LA WILAYA DE ANNABA
PROGRAMME QUINQUENNAL 2010-2014 «TRANCHE 2011»
POCHE 01: 229 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A EL BOUNI (SIDI SALEM) - W. ANNABA



FACADE PRINCIPALE



BET IDIR HALIMA

OFFICE DE GESTION ET PROMOTION IMMOBILIERE
REALISATION DE 1200 LOGEMENTS PUBLICS
LOCATIFS A TRAVERS LA WILAYA DE ANNABA
PROGRAMME QUINQUENNAL 2010-2014 «TRANCHE 2011»
POCHE 01: 229 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A EL BOUNI (SIDI SALEM) - W. ANNABA



FACADE POSTERIEURE



BET IDIR HALIMA

OFFICE DE GESTION ET PROMOTION IMMOBILIERE
REALISATION DE 1200 LOGEMENTS PUBLICS
LOCATIFS A TRAVERS LA WILAYA DE ANNABA
PROGRAMME QUINQUENNAL 2010-2014 «TRANCHE 2011»
POCHE 01: 229 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A EL BOUNI (SIDI SALEM) - W. ANNABA

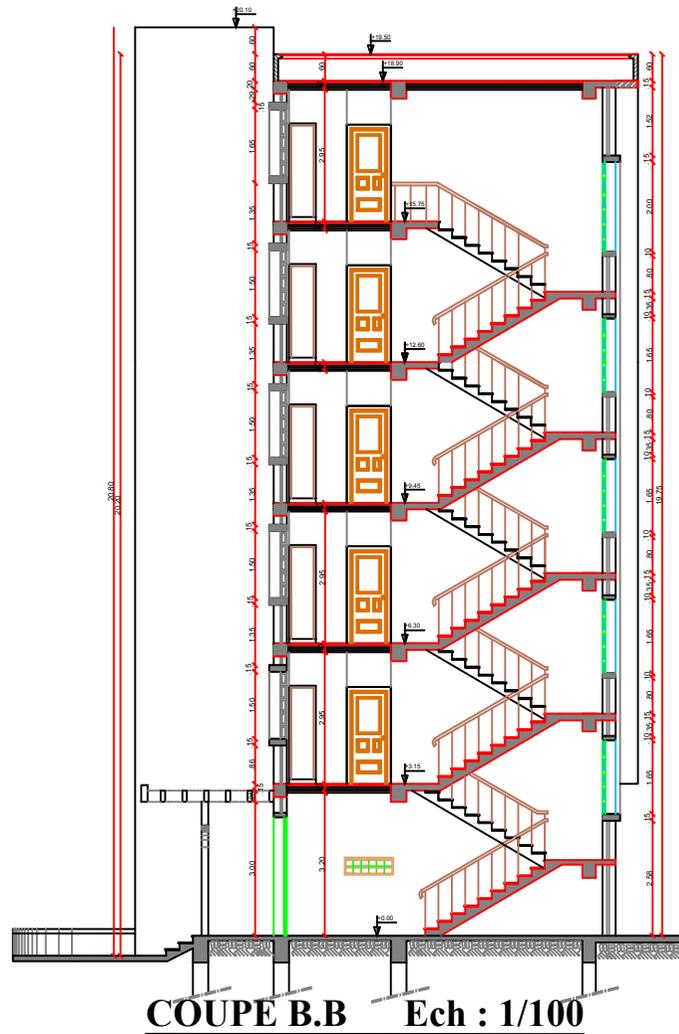


COUPE A.A Ech : 1/100



BET IDIR HALIMA

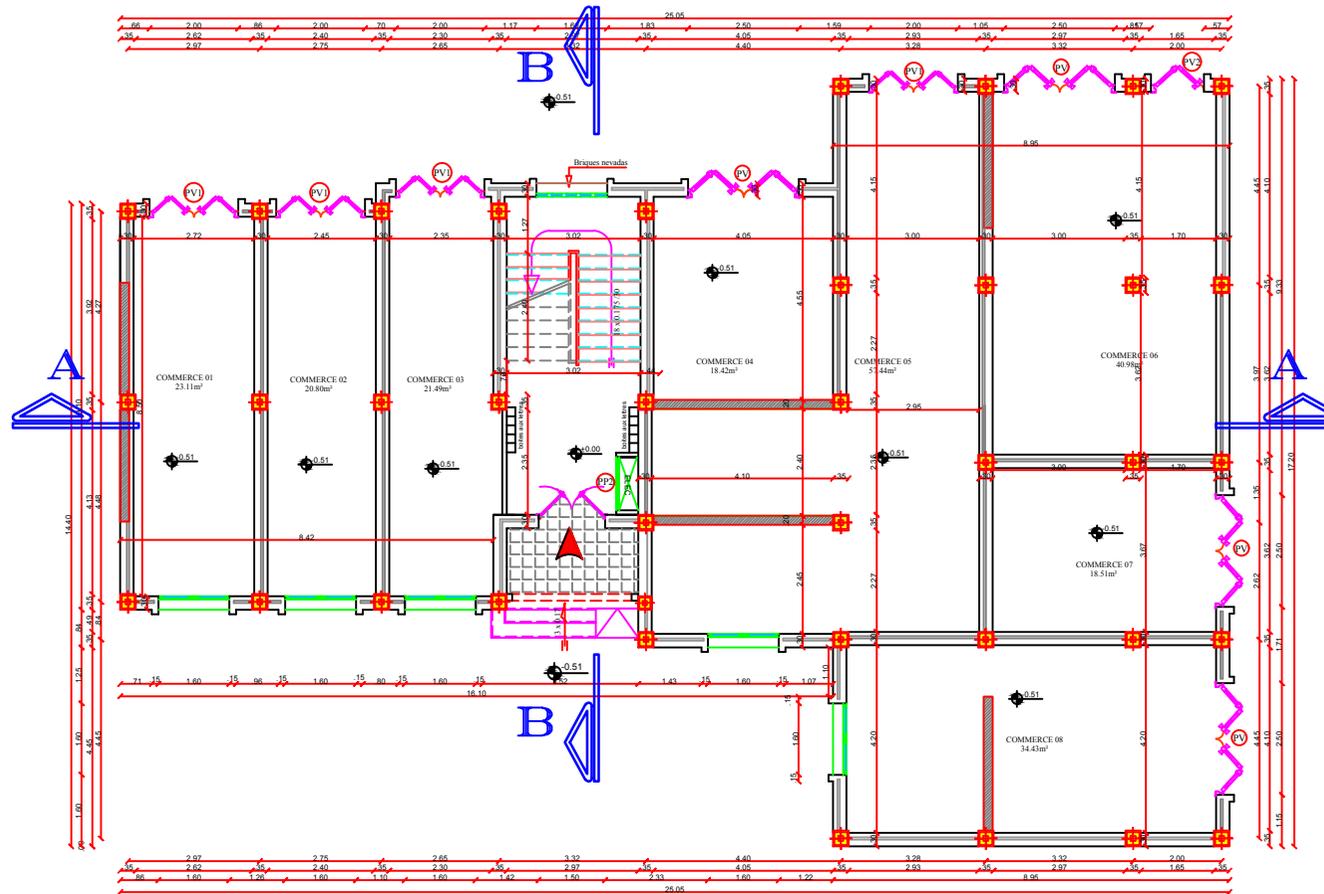
OFFICE DE GESTION ET PROMOTION IMMOBILIERE
REALISATION DE 1200 LOGEMENTS PUBLICS
LOCATIFS A TRAVERS LA WILAYA DE ANNABA
PROGRAMME QUINQUENNAL 2010-2014 «TRANCHE 2011»
POCHE 01: 229 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A EL BOUNI (SIDI SALEM) - W. ANNABA



OFFICE DE GESTION ET PROMOTION IMMOBILIERE

**REALISATION DE 1200 LOGEMENTS PUBLICS
LOCATIFS A TRAVERS LA WILAYA DE ANNABA
PROGRAMME QUINQUENNAL 2010-2014 «TRANCHE 2011»**

POCHE 01: 229 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A EL BOUNI (SIDI SALEM) - W. ANNABA



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

Ech : 1/100

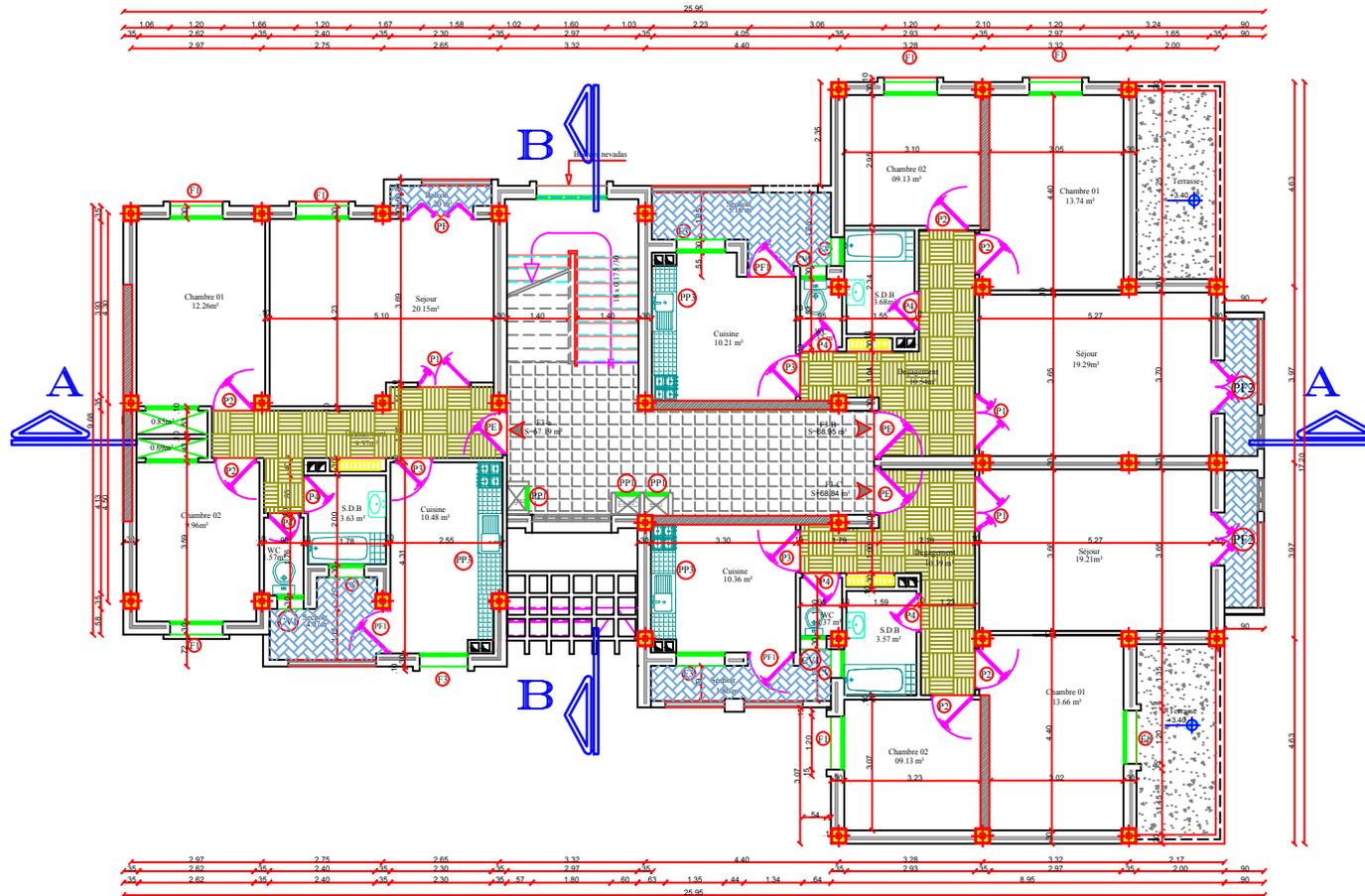


BET IDIR HALIMA

OFFICE DE GESTION ET PROMOTION IMMOBILIERE

**REALISATION DE 1200 LOGEMENTS PUBLICS
LOCATIFS A TRAVERS LA WILAYA DE ANNABA
PROGRAMME QUINQUENNAL 2010-2014 «TRANCHE 2011»**

POCHE 01: 229 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A EL BOUNI (SIDI SALEM) - W. ANNABA



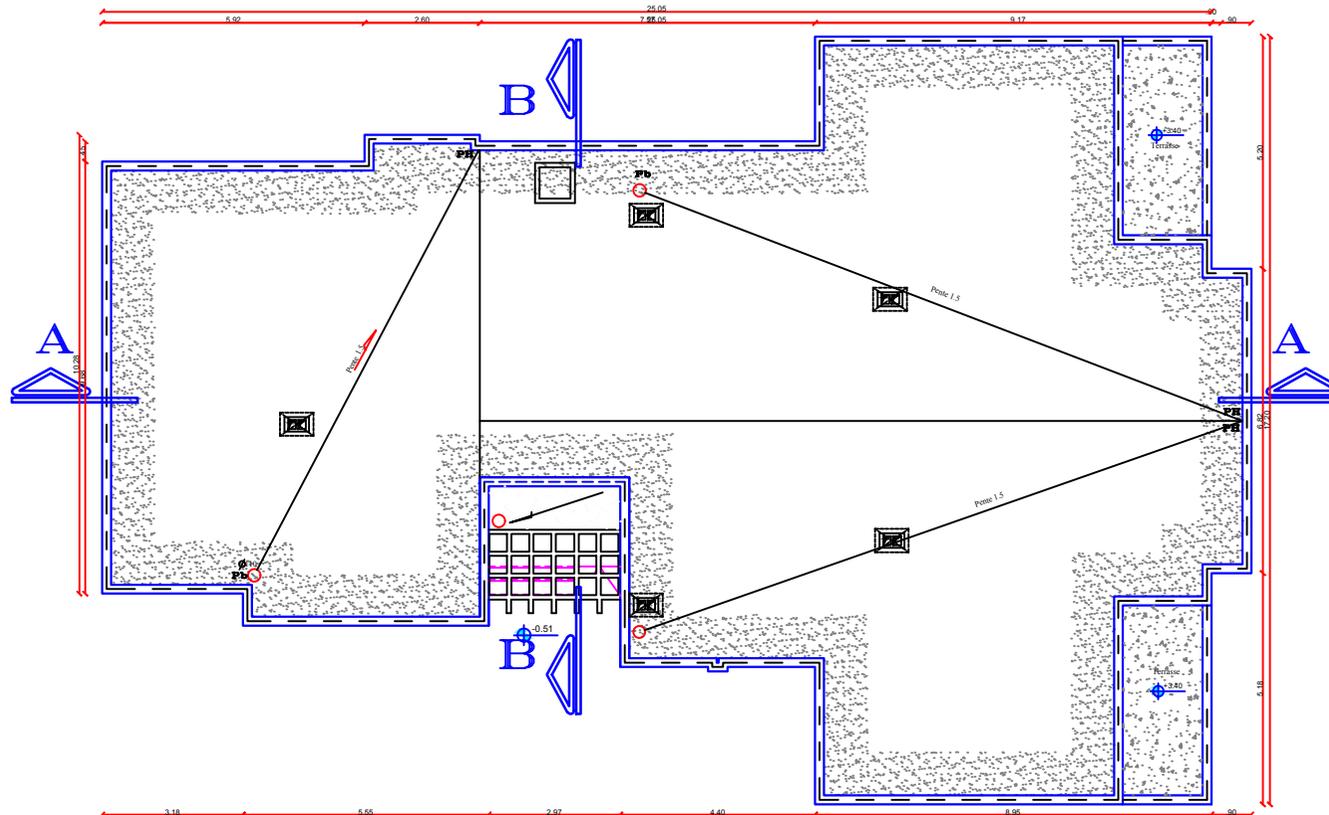
PLAN DU 1er/2eme /3eme et 4,5 eme ETAGE

Ech : 1/100

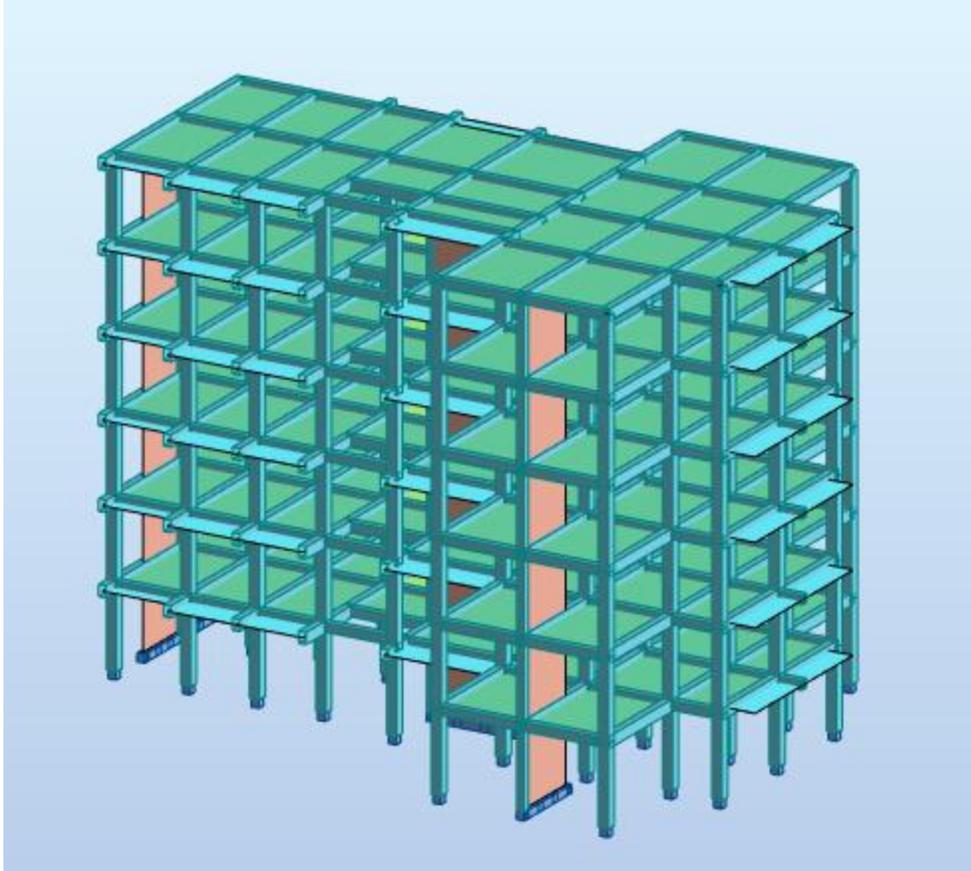


BET IDIR HALIMA

OFFICE DE GESTION ET PROMOTION IMMOBILIERE
REALISATION DE 1200 LOGEMENTS PUBLICS
LOCATIFS A TRAVERS LA WILAYA DE ANNABA
PROGRAMME QUINQUENNAL 2010-2014 «TRANCHE 2011»
POCHE 01: 229 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A EL BOUNI (SIDI SALEM) - W. ANNABA



PLAN TERRASSE
Ech : 1/100



Vue en 3D par logiciel ROBOT