

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA  
BADJI MOKHTAR- ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Science de l'ingénierie  
Département : Génie Civil  
Domaine : Sciences et Technologies  
Filière : Génie Civil  
Spécialité : Structure

## Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

ETUDE D'UN BATIMENT R+5 PLUS SOUS-SOL A USAGE  
D'HABITATION

Présenté par : BOUGUERRA HALLA  
MERABAT AMINA

Encadrant : ATHMANI ALLAEDDINE DOCTEUR UBMA

Jury de Soutenance :

DJEGHABA KAMEL	Professeur	UBMA	Président
ATHMANI ALLAEDDINE	MCB	UBMA	Encadrant
MENADI SOUAD	MCB	UBMA	Examineur

Année Universitaire : 2019/2020

باسم الله الرحمن الرحيم

# Remerciement

## Remerciement

**Nous tenons tout d'abord à rendre grâce à Dieu de nous avoir permis de mener à bien et à terme notre projet.**

**Nous remercions vivement, notre encadreur Mr : ATHMANI ALLAEDDINE de nous avoir pris en charge, et pour sa disponibilité et son aide.**

**Nous tenons à remercier le bureau d'étude ALTITUDE NK INGENIEURING de nous avoir accueilli pendant 6 mois, durée de notre projet de fin d'étude.**

**Bien entendu, nous sommes redevable envers Mme KARKOUR NAIMA notre tutrice de stage. Elle a été de grande appui lors de notre stage et était d'une grande disponibilité, elle n'a pas hésité à faire part de leur connaissance et leur expérience avec nous. Ces conseils furent précieux.**

**De la même manière nous remercions toutes les membres de bureau (KELTHOUM et LYLIA) ces personnes ont tous fait pour que nous sentions à l'aise et que nous n'avons aucune difficulté pour nous intégrer.**

**Nous adressons nos remerciements aux membres de jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.**

**Nous ne saurions oublier de remercier nos parents et nos familles pour toute l'aide et soutien, pour tous les sacrifices consentis et leurs précieux conseils.**

**Enfin, toute notre gratitude va à tous ceux et celles qui ont contribué d'une façon ou d'une autre à la réalisation de ce mémoire.**

## **Résumé :**

---

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation de R+5 étages plus sous sol plus duplex qui sera implantée dans la wilaya d'ANNABA (El RYM ), classée en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ROBOT. version.2017).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux et poutres, voiles) a été mené par le logiciel de ferrailage ROBOT EXPERT.

L'étude géotechnique contient les essais in situ et au laboratoire,...

L'étude de l'infrastructure.

### **Abstract :**

The purpose of this study is the design of a structure for residential use of R + 5 floors plus basement plus duplex which will be located in the wilaya of Annaba (El RYM), classified in second zone A according to the Algerian seismic regulation (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by beams, posts and sails.

The study and analysis of this project were established by the software (ROBOT. Version 2017).

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the rules applicable in force namely (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).

The reinforcement of the load-bearing elements (posts and beams, sails) was carried out by the ROBOT reinforcement software.

The study of infrastructure.

The geotechnical study which contains in situ tests and laboratory tests,...

# Table des matières

---

REMERCIEMENT

RÉSUMÉ

INTRODUCTION GÉNÉRALE

## CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET

I.1 Introduction.....	1
I.2 Description de l'ouvrage.....	1
I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	2
I.4 Présentation de l'ouvrage.....	2
I.5 Description structural de l'ouvrage.....	3
I.6 Données de site.....	4
I.7 Règlements et normes de calculs .....	5
I.8 Plans d'architecture.....	5
I.9 Problématique.....	9
I.9.1 Introduction.....	9
I.9.2 Les critiques d'un point de vue architectural.....	10
I.9.3 Les critiques d'un point de vue structural.....	11
I.10 Conclusion.....	14

## CHAPITRE II: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

II.1 Le béton.....	15
II.1.1 La composition moyenne.....	15
II.1.2 La résistance mécanique.....	15
II.1.3 La déformation longitudinale.....	16
II.1.4 La contrainte limite.....	16
II.1.5 Le coefficient de poisson.....	16
II.1.6 La contrainte de cisaillement.....	17
II.1.7 Conclusion.....	17
II.2 Les aciers.....	17
II.2.1 Les différents types.....	18
II.2.2 Les caractéristiques mécaniques.....	18

## CHAPITRE III: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

III.1 Introduction.....	20
III.2 Planchers corps creux.....	20
III.2.1 Disposition des poutrelles.....	21
III.2.2 Prédimensionnement des poutrelles.....	22
III.3 Plancher dalle pleine.....	23

# Table des matières

---

III.4 Les escaliers.....	24
III.4.1 Dimensionnement.....	24
III.5 Les balcons.....	25
III.6 L'acrotères.....	25
III.7 Les poutres.....	26
III.7.1 Les poutres principales.....	27
III.7.2 Les poutres secondaires.....	28
III.8 Les poteaux.....	28
III.9 Les voiles.....	29

## CHAPITRE IV: EVALUATION DES CHARGES.

IV.1 Introduction.....	30
IV.2 Les planchers.....	30
IV.2.1 Etages courants.....	30
IV.2.2 Etage RDC.....	30
IV.2.3 Terrasse accessible.....	31
IV.2.4 Terrasse inaccessible.....	31
IV.3 Balcon.....	32
IV.4 Escalier.....	32
IV.4.1 Palier.....	32
IV.4.2 Paillasse.....	33
IV.5 Murs double parois.....	33
IV.6 L'acrotère.....	33
IV.6.1 Acrotère terrasse inaccessible .....	33
IV.6.2 Acrotère terrasse accessible.....	34

## CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE.

V.1 Introduction .....	35
V.2 Modalisation.....	35
V.3 Description de logiciel ROBOT.....	36
V.4 Choix de la méthode de calcul .....	37
V.5 La méthode d'analyse modale spectrale.....	37
V.5.1 Principe.....	37
V.5.2 Domaine d'application.....	37
V.5.3 Spectre de réponde de calcul.....	37
V.6 La force sismique.....	38
V.7 La disposition des voiles.....	41
V.8 Les vérifications les plus importantes.....	42
V.8.1 Participation modale .....	42
V.8.2 L'excentricité.....	43
V.8.3 L'effort réduit.....	43
V.8.4 L'effort tranchant.....	44

## Table des matières

---

V.8.5 Déplacement inter étages.....	45
V.8.6 Déplacement au sommet.....	45
V.8.7 Le joint sismique.....	45
V.8.8 L'effet P-DELTA.....	46
V.8.9 Le renversement.....	47
V.9 Conclusion.....	47

### CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

VI.1.Introduction.....	48
VI.2 Les poteaux.....	48
VI.2.1 Calcul de ferrailage.....	48
VI.2.2 Ferrailage longitudinal.....	48
VI.2.3 Ferrailage transversal.....	49
VI.2.4 Vérification de flambement.....	50
VI.2.5 Plan de ferrailage.....	51
VI.3 Les poutres.....	51
VI.3.1 Les poutres principales.....	52
VI.3.1.1 Ferrailage longitudinal.....	52
VI.3.1.2 Diagrammes des sollicitations.....	53
VI.3.1.3 Ferrailage transversal.....	54
VI.3.1.4 Plan de ferrailage.....	55
VI.3.2 Les poutres secondaires.....	56
VI.3.2.1 Ferrailage longitudinal .....	56
VI.3.2.2 Diagrammes des sollicitations.....	57
VI.3.2.3 Ferrailage transversal.....	58
VI.3.2.4 Plan de ferrailage.....	60
VI.3.3 Vérifications des poutres aux états limite (ELU,ELS).....	61
VI.3.3.1 Vérifications de la contrainte tangentielle .....	61
VI.3.3.2 Vérification de la flèche.....	62
VI.4 Les voiles.....	63
VI.4.1 Armatures verticales.....	64
VI.4.2 Armatures transversales.....	64
VI.4.3 Armatures transversales.....	64
VI.4.4 Plan de ferrailage.....	66
VI.4.5 Voiles avec ouvertures .....	66
VI.4.6 Plan de ferrailage .....	68
VI.5 Conclusion.....	68

### CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRE.

## Table des matières

---

VII.1 Les planchers a corps creux .....	69
VII.1.1 Les poutrelles.....	69
VII.1.2 Ferrailage.....	70
VII.1.3 Dalle de compression .....	70
VII.2 Ferrailage de balcon.....	71
VII.3. Les escaliers .....	72
VII.3.1 Ferrailage.....	73
VII.3.2 Plan de ferrailage.....	74
VII.4 L'étude des longrines.....	74
VII.4.1 Dimensionnement.....	74
VII.4.2 Ferrailage.....	75
VII.4.2 Plan de ferrailage.....	76

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Le rapport géotechnique.....	77
VIII.1.1 Essais sur site (in-situ).....	77
VIII.1.2 Les essais au laboratoire.....	77
VIII.1.3 L'essai à la plaque .....	80
IX .1 Etude des fondations.....	86
IX.2 Choix du type des fondations.....	86
IX.2.1 Les semelles isolées.....	86
IX.2.2 Les semelles filantes.....	87
IX.2.3 Le radier général.....	88
IX.2.4 Le radier nervuré .....	89
IX.3 Modalisation du sol.....	90
IX.4 Ferrailage du radier nervurer.....	91
IX.4.1 Ferrailage des nervures.....	91
IX.4.2 Plan de ferrailage.....	92
IX.4.3 Ferrailage de la dalle.....	92
IX.4.4 Plan de ferrailage .....	95

## CONCLUSION GENERALE

## PLANS COFFRAGE

## BIBLIOGRAPHIE

# Liste des figures

---

**Figure I.1 : Plan de 4 blocs**

**Figure I.2 : Vue en 3D**

**Figure I.3 : Façade principale**

**Figure I.4 : Plan de RDC**

**Figure I.5 : Plan de 1<sup>er</sup>- 4<sup>eme</sup> étage**

**Figure I.6 : Plan de 5<sup>eme</sup> étage (1<sup>er</sup> étage duplex)**

**Figure I.7 : Plan de 2<sup>eme</sup> étage duplex**

**Figure III.1 : Coupe du plancher a corps creux**

**Figure III.2 : Sens de disposition des poutrelles**

**Figure III.3 : Coupe transversale d'une poutrelle**

**Figure III.4 : Coupe plancher dalle pleine**

**Figure III.5 : Schéma d'escalier**

**Figure III.6 : Acrotère (terrasse accessible)**

**Figure III.7 : Acrotère (terrasse inaccessible )**

**Figure IV.1 : Coupe du balcon**

**Figure V.1 : Modalisation en 3D**

**Figure V.2 : Logiciel ROBOT**

**Figure V.3 : La disposition des voiles**

**Figure VI.1 : Plan de ferrailage de poteaux**

**Figure VI .2 : Diagramme des poutres principales a (ELU)**

**Figure VI .3 : Diagramme des poutres principales a (ELS)**

**Figure VI.4 : Plan de ferrailage de poutre principale**

**Figure VI.5 : Diagramme des poutres secondaires a (ELU)**

**Figure VI.6 : Diagramme des poutres secondaires a (ELS)**

**Figure VI.7 : Plan de ferrailage de poutre secondaire**

**Figure VI.8 : Diagramme d'effort tranchant des poutres principales**

## Liste des figures

---

**Figure VI.9 : Diagramme d'effort tranchant des poutres secondaires**

**Figure VI.10 : Diagramme de moment du a (G)**

**Figure VI.11 : diagramme de moment du ( G+Q)**

**Figure VI.12 : Disposition des armatures verticales**

**Figure VI.13 : Plan de ferrailage de voile**

**Figure VI.14 : Sollicitation dans le voile V3**

**Figure VI.15 : Plan de ferrailage de linteaux**

**Figure VII.1 : Diagramme moment fléchissant de poutrelle (ELU)**

**Figure VII.2: Diagramme moment fléchissant de poutrelle (ELU)**

**Figure VII.3 : Plan de ferrailage de poutrelle**

**Figure VII.4 : Ver en plan d'escalier**

**Figure VII.5 : Sollicitation d'escalier a ELU**

**Figure VII.7 : Sollicitation d'escalier a ELS**

**Figure VII.7 : Plan de ferrailage d'escalier**

**Figure VII.8 : Plan de ferrailage de longrine**

**Figure VIII.1 : Sondage carotté**

**Figure VIII.2 : Forages pressiométriques**

**Figure VIII.3 : Les limites d'Atterberg**

**Figure VIII.4 : Essai de cisaillement à la boîte**

**Figure VIII.5 : Essai de plaque**

**Figure VIII.6 : Poutre Benkelman**

**Figure VIII.7 : Vérin hydraulique et plaque de charge**

**Figure IX.1 : modalisation du sol**

**Figure IX.2 : Diagramme de nervures Nx (ELS)**

**Figure IX.3 : Diagramme de nervures Ny (ELS)**

**Figure IX.4 : Plan de ferrailage des nervures**

## Liste des figures

---

**Figure IX.5 : Sollicitations du radier (X-X)**

**Figure IX.6 : Sollicitations du radier (Y-Y)**

**Figure IX.7 : Plan de ferrailage de la dalle**

## Liste des tableaux

---

**Tableau II.1 : Résistance caractéristique à la compression**

**Tableau II.2 : Caractéristiques du béton utilisé**

**Tableau IV.1 : Evaluation de charges plancher étages courants**

**Tableau IV.2 : Evaluation de charges plancher étage RDC**

**Tableau IV.3 : Evaluation de charges plancher terrasse accessible**

**Tableau VI.4 : Evaluation de charges plancher terrasse inaccessible**

**Tableau IV.5 : Evaluation de charges balcon**

**Tableau IV.6 : Evaluation de charges de palier**

**Tableau IV.7 : Evaluation de charges de paillasse**

**Tableau V.1 : Valeurs des pénalités  $P_q$**

**Tableau V.2 : Participation modale**

**Tableau V.3 : Résultats de l'excentricité**

**Tableau V.4 : Les paramètres pour calculer  $D$**

**Tableau V.5 : Le facteur d'amplification dynamique moyen**

**Tableau V.6 : Les paramètres nécessaires pour calculer  $V_{st}$**

**Tableau V.7 : La force sismique statique**

**Tableau V.8 : La vérification de l'effort tranchant selon  $X$**

**Tableau V.9 : la vérification de l'effort tranchant selon  $Y$**

**Tableau V.10 : Résultats de déplacement inter étages**

**Tableau V.11 : Résultat de déplacement au sommet**

**Tableau V.12 : Résultat de l'effet  $P-\Delta$**

**Tableau V.13 : Résultat de l'action sismique  $E_x$**

**Tableau V.14 : Résultat de l'action sismique  $E_y$**

**Tableau VI.1 : Ferrailage longitudinal des poteaux**

**Tableau VI.2 : Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux**

**Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres principales**

**Tableau VI.4 : Ferrailage des poutres secondaires**

## Liste des tableaux

---

**Tableau VI.5 : Résultats de la contrainte tangentielle**

**Tableau VI.6 : Résultats du ferrailage de voile**

**Tableau VII.1 : Sollicitations maximales dans les poutrelles**

**Tableau VII.2: Ferrailage des poutrelles**

**Tableau VII.1 : Ferrailage de balcon**

**Tableau VII.5 : Récapitulatifs de ferrailage d'escalier**

**Tableau VII.8: Comparaison entre les deux ferrailages**

**Tableau IX.1 : Ferrailage des nervures**

**Tableau IX.2 : Ferrailage de la dalle**

# **INTRODUCTION GENERALE**

# Introduction générale

---

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (B.A.E.L.91) et les règles parasismiques algériennes R.P.A 99(03) sont utilisées dans ce projet, Certains calculs sont effectués avec le logiciel ROBOT et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans la wilaya d'ANNABA ( zone IIa), comportant un sous sol, rez de chaussée plus cinq étages plus duplex, , dont le système de portique contreventés par des voiles . Ce projet consiste à définir le système de fondation assurant la stabilité de l'ouvrage.et aussi pour le but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistante, ductile et économique.

**CHAPITRE I :**  
**PRESENTATION DU PROJET**

# Chapitre I: Présentation du projet

---

## I.1 Introduction :

Le stage effectué dans le bureau d'études «**ALTITUDE ENGINEERING NK**» nous a permis d'acquérir des connaissances fondamentales au niveau de la conception et de la réalisation des plans et calculs du Béton Armé. Il nous a permis aussi de comprendre les astuces du métier.

## I.2 Description de l'ouvrage :

Le projet consiste l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation composée de 4 blocs. Le bâtiment fait partie d'un projet de réalisation de 72 logements promotionnels situé à RYM wilaya d'ANNABA.

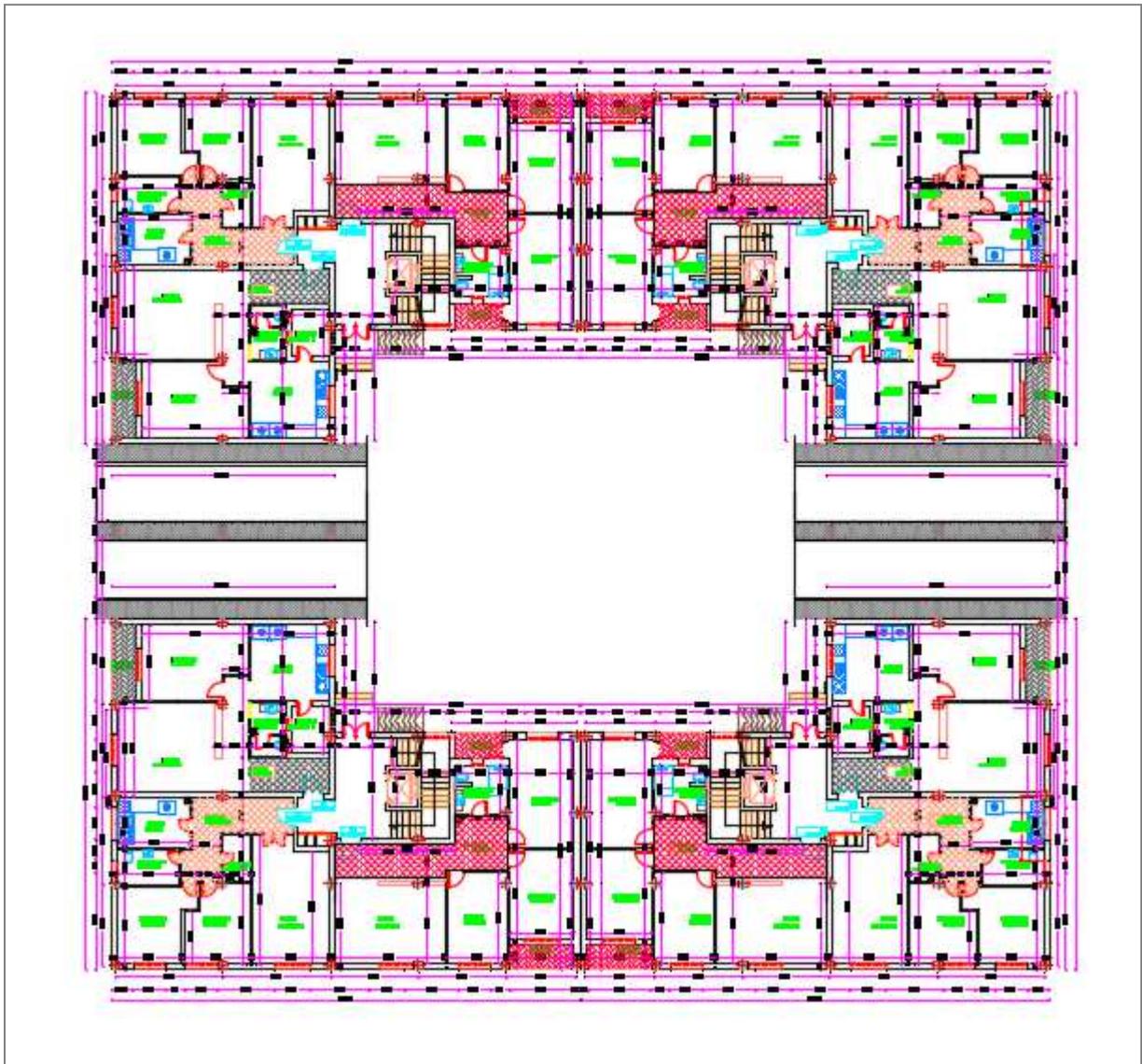


Figure I.1 : Plan de 4 blocs

# **Chapitre I: Présentation du projet**

---

**LE MAITRE D'OUVRAGE :** BAHLOUL AZZEDDINE

**LE MAITRE D'OEUVRE :** BEST CONCEPT MIMOUNI SALIM

**LE B.E.T DE GC (ETUDE) :** CHERIET DJAMILA

**ENTREPRISE DE REALISATION :** SARL EGECO KERKOUR

**SUIVI PAR :** B.E.T ALTITUDE INGENIEURING NK

**LE B.E.T GEOTECHNIQUE :** GEOCONSEIL ABIDI ELHADI

## **I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

### **En plan :**

Largeur total : 21.65m.

Longueur total : 23.00m.

La surface du bâtiment : 378,30 m<sup>2</sup>

### **En élévation :**

Hauteur du RDC : 3.06 m.

Hauteur des niveaux supérieurs : 3,06 m.

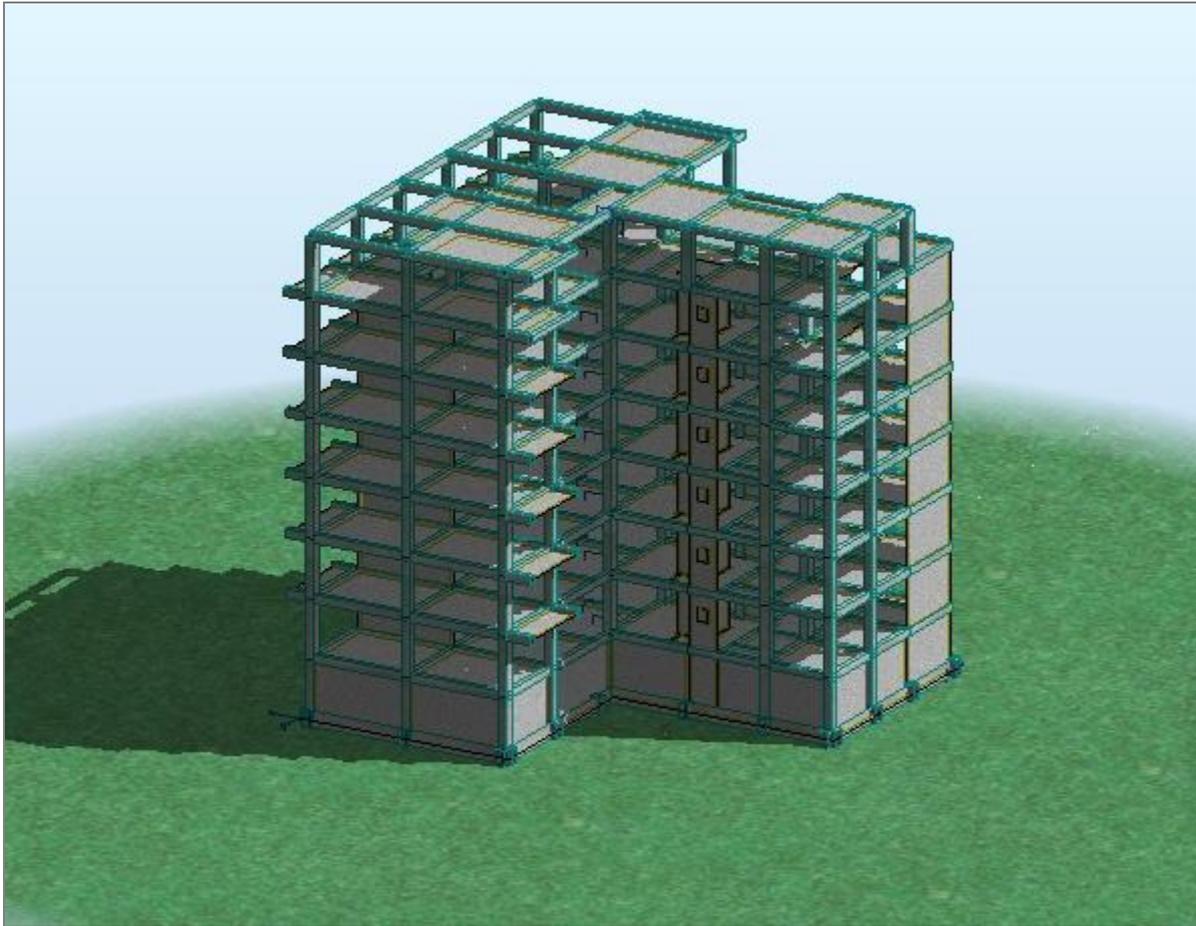
Hauteur du sous-sol : 3.00 m.

## **I.4 Présentation de l'ouvrage :**

Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un sous-sol, d'un rez de chaussée, 5 étages et d'un duplex.

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier.

Le sous-sol à exploiter.



**Figure I.2 : Vue en 3D**

### **I.5 Description structural de l'ouvrage :**

D'après l'article 3.4.A.3 du RPA99/v2003 Notre projet est contreventé par une structure en portique (poteau -poutre) et des voiles porteurs.

#### **a. Plancher :**

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et corps creux (hourdis) avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide.

#### **b. Escalier :**

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée des deux paliers de repos et de trois paillasse (volées) droites, réalisés en béton armé coulé sur place.

#### **c. Maçonnerie :**

C'est un ouvrage vertical réalisé par assemblage à joints de mortiers.

#### **d. Murs extérieurs :**

Seront réalisés en double parois de briques creuses séparé par une l'âme d'air de 5cm.

## Chapitre I: Présentation du projet

---

### e. Murs intérieurs (cloison) :

Seront en une seule paroi de brique de 10cm.

### f. Revêtement:

Enduit en ciment pour les faces intérieur des murs de façade.

Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.

Carrelage pour les planchers et les escaliers.

### g. L'acrotère :

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

La terrasse accessible, le niveau DUPLEX est entouré d'un acrotère en béton armé de 110 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

### h. Les balcons :

Ce sont des éléments réalisés en dalle pleine.

### i. Les portiques :

Ce sont des structures composées de poteaux et de poutres rigidement liés.

### j. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement et résisté aux chargements sismiques.

### k. L'infrastructure :

C'est un élément qui permet de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise.

## I.6 Données de site :

D'après les résultats obtenus par le rapport géotechnique, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivent :

- Une contrainte de sol de 1,6 bar.
- Le sol est classé en catégorie S3 site meuble.

## I.7 Règlements et normes de calculs :

Les règlement et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie :

Le **RPA 99/v2003** (Règlement parasismique algérienne).

Le **DTR BC 2.2** Document technique réglementaire charges et surcharges d'exploitations.

# Chapitre I: Présentation du projet

Le CBA 93/ Le BAEL 91 (les éléments en béton armée seront calculée aux états limites conformément).

Le DTR-BC 2.331 (Règle de calculs des fondations superficielles).

## I.8 Plans d'architecture :



Figure I.3 : Façade principale



Figure I.4: Plan de RDC

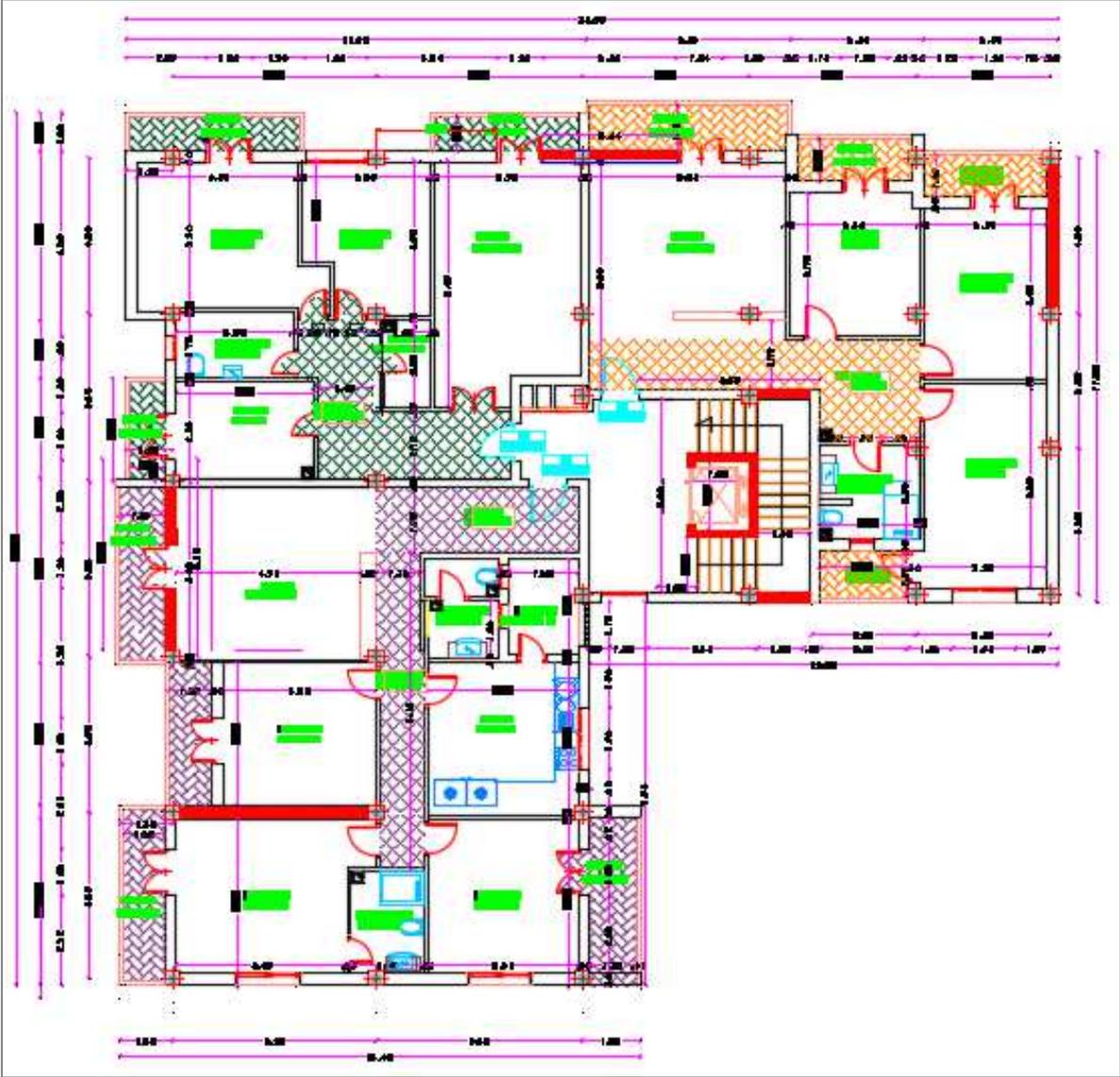


Figure I.5 : Plan de 1<sup>er</sup> -4<sup>ème</sup> étage

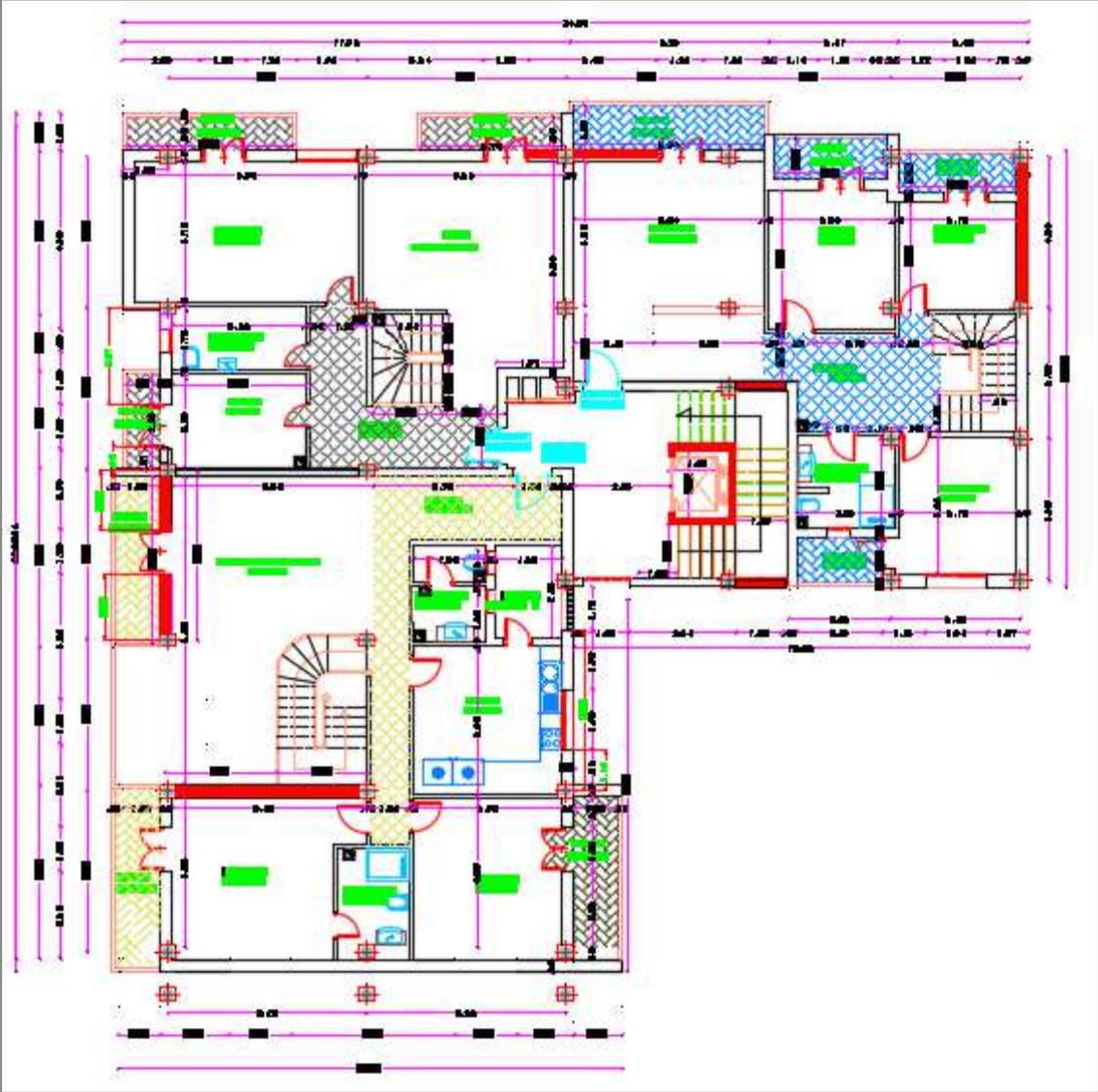


Figure I.6 : Plan 5<sup>ème</sup> étage (1<sup>er</sup> étage de duplex)

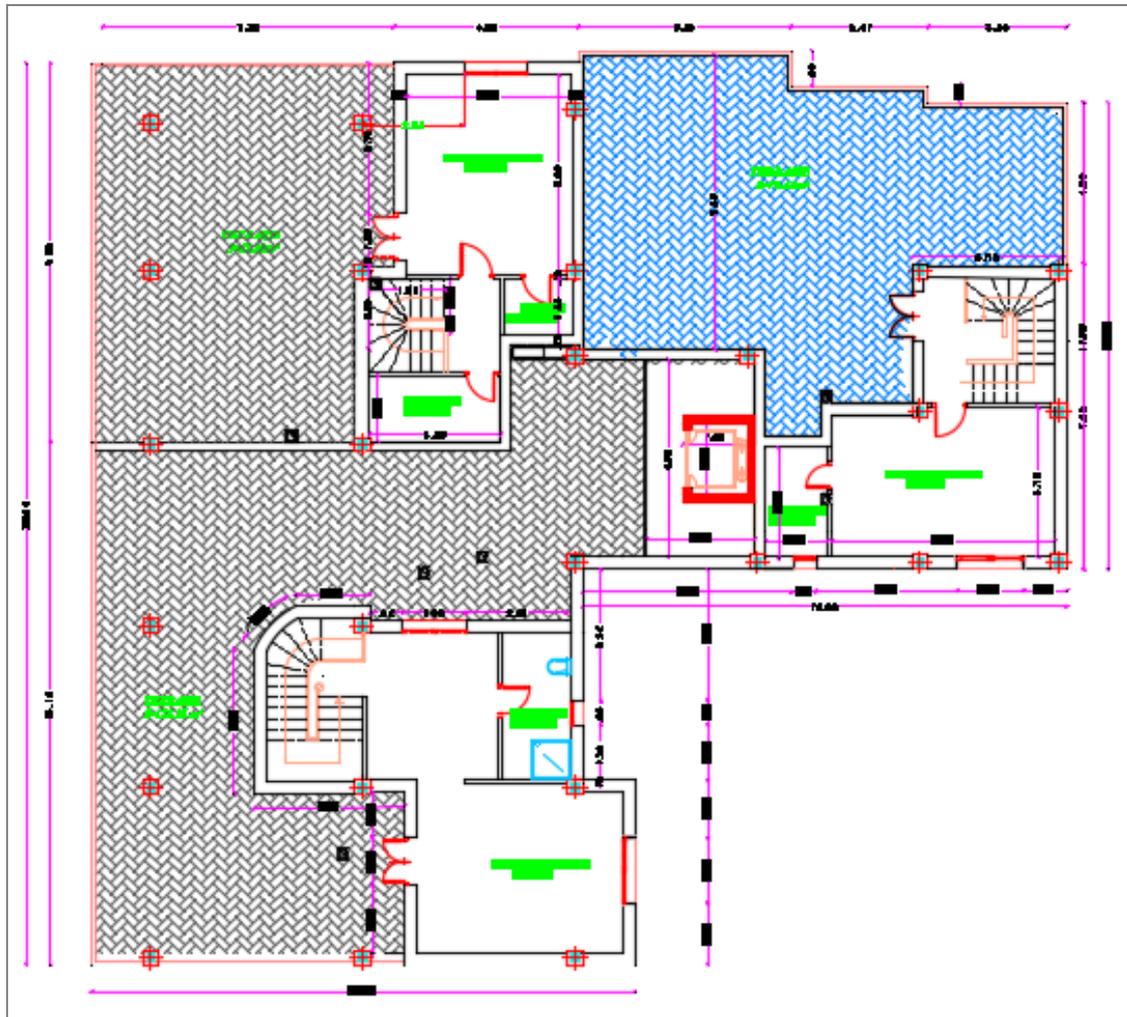


Figure I.7 : 2<sup>ème</sup> étage de duplex

## I.9 Problématique :

### I.9.1 Introduction :

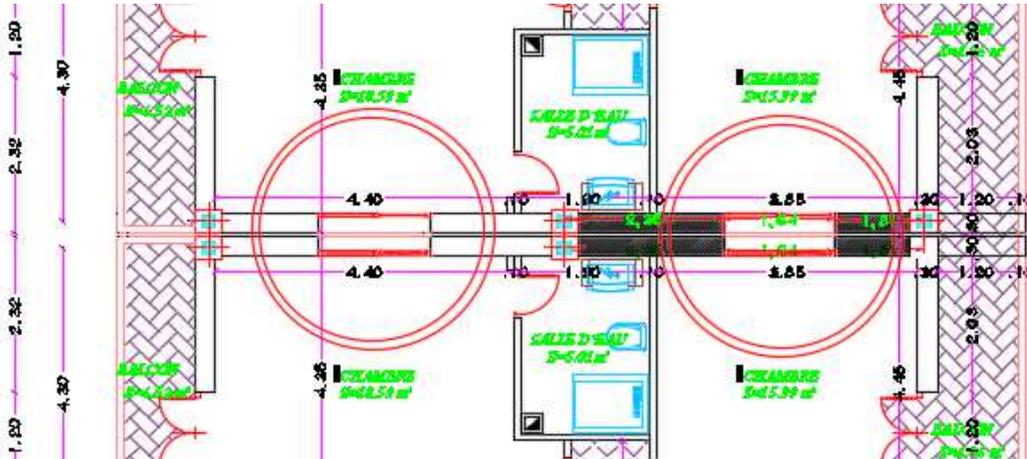
D'après la première étude et le dossier de réalisation de ce projet, nous avons remarqués qu'il existe beaucoup d'anomalies qui peuvent être divisé en deux catégories : architecturales et structurales.

# Chapitre I: Présentation du projet

## I.9.2 Les critiques d'un point de vue architectural :

Lors de notre analyse du document d'architecture portant de nombreuses erreurs de conception sont répertoriés :

- a. Les ouvertures dans la première ligne dans le plan sont mal placés, cela enfreindra les droits du voisin lorsque nous recueillons l'ensemble des 4 blocs.



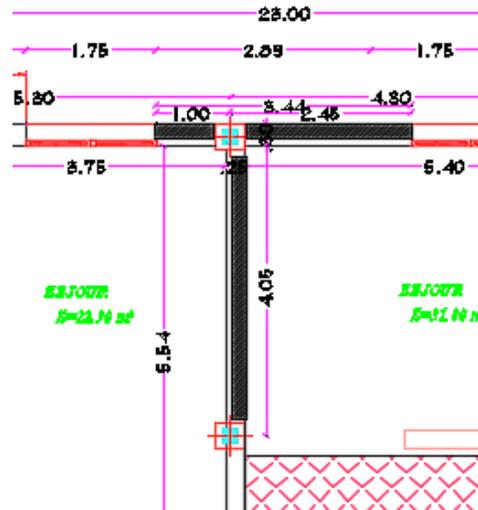
- b. Les surfaces des chambres sont mal calculées.
- c. Dans ce plan, nous avons constaté que l'ascenseur atteigne le deuxième étage du duplex ce qui est faux (l'ascenseur ne doit atteindre que le premier étage du duplex).



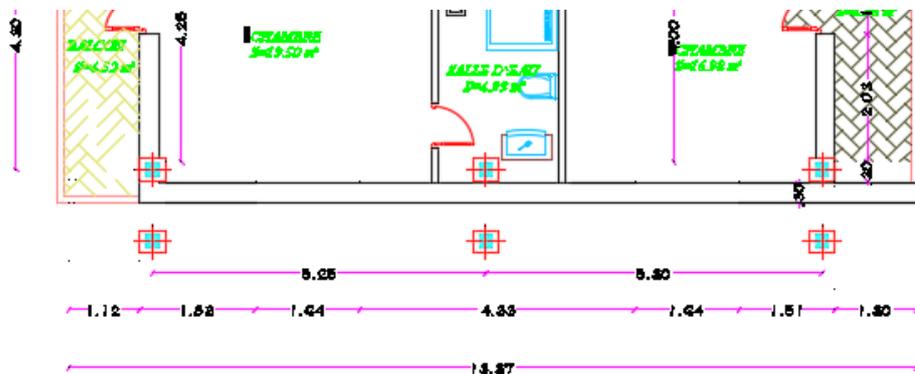
# Chapitre I: Présentation du projet

## I.9.3 Les critiques d'un point de vue structural :

- a. D'un point de vue comportement structurel, la mise des poteaux entre voiles c'est incorrect. Donc soit on met un raidisseur dans la position ou il ya un voile soit on l'éliminer carrément. Même et d'un point de vue modalisation c'est impossible d'avoir des résultats de sollicitations fiable entre des poteaux et des voiles attachés.



- b. Comme il est montré dans la figure suivante, il existe trois poteaux supplémentaires de distance très réduite dans le plan de cinquième étage. D'après ce plan d'architecture ces poteaux ne servent absolument rien, donc ils peuvent être supprimés complètement.

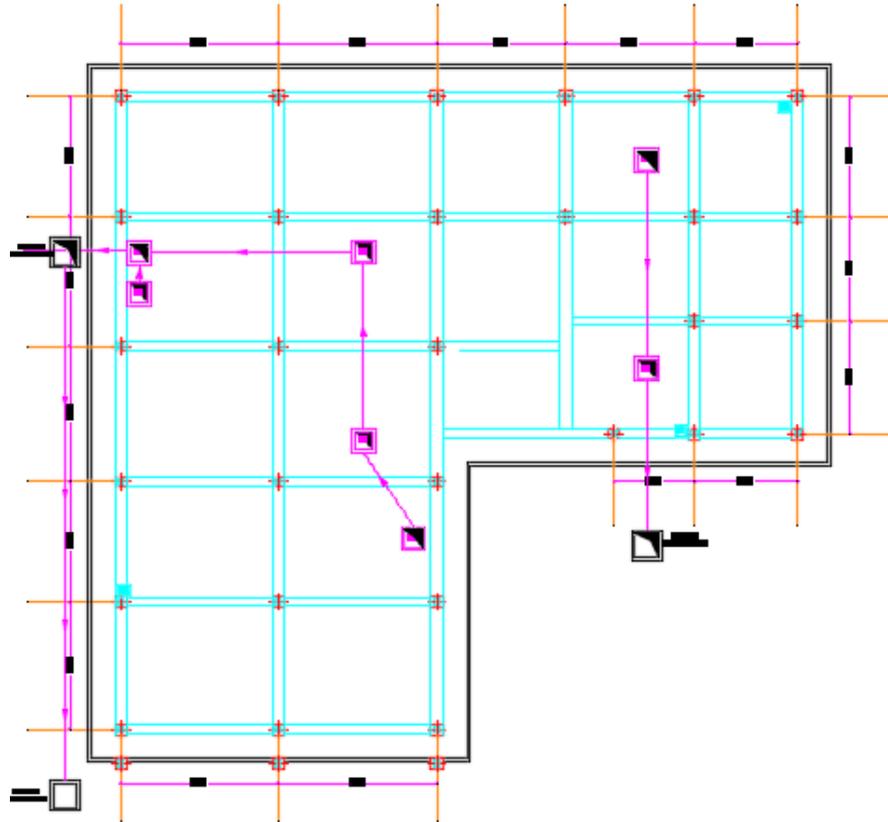


**PLAN DE 5 eme ETAGE Bis**

## Chapitre I: Présentation du projet

---

- c. Les entres axes du plan fondation ne convient pas avec ceux des plans des planchers. Cela signifie que ce n'est pas utile.

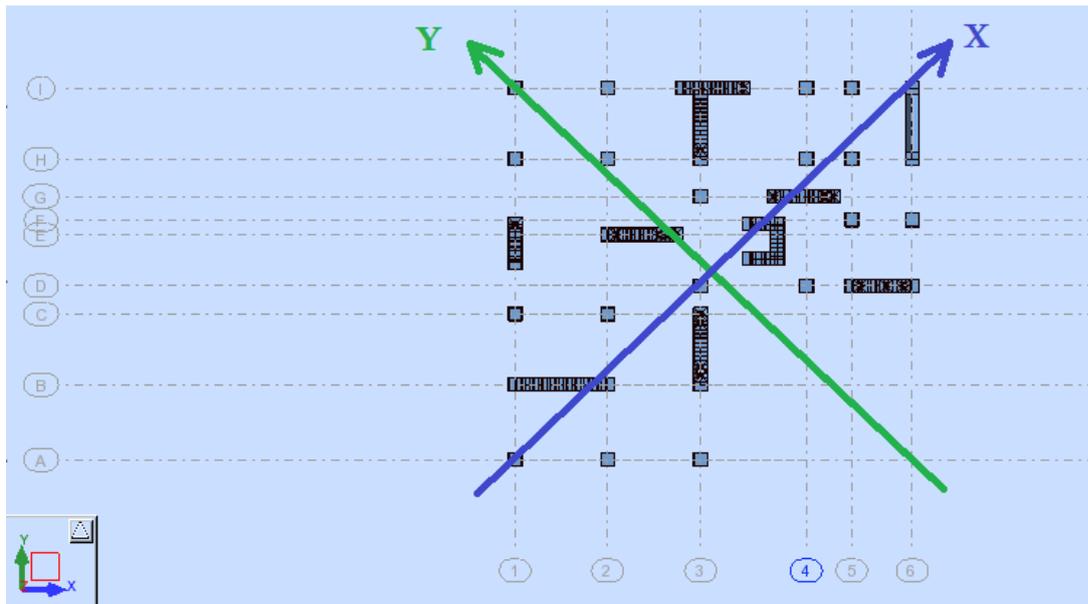


**PLAN DE FONDATION ET EGOUX**

- d. Il est bien clair que notre structure est irrégulière en plan ayant une forme d'angle. Le bureau d'étude en question a modélisé la structure comme il est illustré dans la figure suivante où les axes X et Y sont parallèles aux dimensions principales de la structure. Cependant, selon le RPA99/2003 le calcul sismique se fait par rapport les axes principaux du plan horizontal de la structure donc presque à 45°.

Donc soit on fait une rotation de la structure par cet angle, soit on introduit le même angle pour les directions sismique considérées dans le logiciel de calcul.

## Chapitre I: Présentation du projet



- e. Il y a trop de voiles avec une longueur importante, ce qui rend la structure sismiquement très rigide. De plus, l'augmentation des voiles conduit à une augmentation de rigidité donc augmentation d'effort tranchant et de ferrailage, cela implique aussi augmentation du poids de la structure sur la fondation. Donc, par principe, on commence par 2 voiles par directions et l'augmentation de nombre ou la rigidité des voiles est conditionnée par la vérification de certains articles réglementaires comme ceux de déplacement.
- f. D'après le bureau d'étude, l'amortissement est égale à 7. Alors que d'après le RPA99/v2003 Tab 4.2 le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

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

Donc pour notre cas, l'amortissement est égal à 10 (contient des voiles)

- g. Concernant l'infrastructure, le bon sol se trouve à -6m (traces des gneiss selon le rapport de sol) le B.E.T a fait une technique de renfermement de sol qui est « la géotextile ». Alors il est plus économique de rajouter un ou deux sous-sol pour le même niveau de fondation (6m).

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

---

### **I.10 Conclusion :**

Malgré qu'il reste beaucoup de problèmes qui ne sont pas cités ici, à cause de la courte durée de la période de stage dû à l'épidémie de Covid 19, cependant on a pu tirer plusieurs remarques importantes. En conclusion, le remède de tous les problèmes pour bien réaliser cette structure sera laborieux, et pour cette raison on a opté pour une nouvelle étude carrément.

**CHAPITRE II**  
**CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX**

## Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

### II.1 Le béton :

#### II. 1.1 La composition moyenne du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment, granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (Armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable  $C_g \leq 5$  mm
- 800 L de gravillons  $C_g \leq 25$  mm
- 175 L d'eau de gâchage

#### II.1.2 La résistance mécanique :

- A la compression «  $f_{cj}$  » (CBA.93 art A.2.1.1.1) :

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

Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement donne des lois d'évolution de  $f_{cj}$  (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours.

$j \leq 28$	$f_{c28} \leq 40$ MPA	$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$
	$f_{c28} > 40$ MPA	$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (1,40 + 0,95j)$
$j = 28$	$f_{c28} \leq 40$ MPA	$f_{cj} = f_{c28}$
$28 < j < 60$		$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$
$j > 60$		$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Tableau II.1 : Résistance caractéristique à la compression.

- A la traction «  $f_{tj}$  » (CBA.93 art A.2.1.1.2) :

Cette résistance est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ [MPa]}$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de  $f_{cj}$  ne dépasse pas 60 MPa.

## Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

---

### II. 1.3 Les déformation longitudinales du béton : (CBA.93 art A.2.1.2) :

- Déformations instantanées «  $E_{ij}$  »

$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$  pour le calcul sous charges de courte durée (<24h).

- Déformations différées «  $E_{vj}$  » C.B.A.93 (A.2.1.2.2) :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPA]}$$

Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

### II. 1.4 La contrainte limite :

- La contrainte limite à la compression (CBA93 Art.4.3.4) :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ [MPA]}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ pour les cas courants.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ pour les situations accidentelles} \end{array} \right.$$

$\theta$  : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé pour tenir compte des risques d'altérations du béton.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ si durée d'application est supérieur à 24 heures.} \\ \theta = 0,9 \text{ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.} \\ \theta = 0,85 \text{ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.} \end{array} \right.$$

- Les contraintes de service à la compression (CBA93 Art A.4.5.2) :

$$\delta_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \text{ [MPA]}$$

### II.1 .5 Le coefficient de poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté «  $\nu$  ».

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L)$$

## Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

Avec :

( $\Delta d/d$ ) : Déformation relative transversale.

( $\Delta L/L$ ): Déformation relative longitudinale.

L'ELU :  $\vartheta = 0$  → calcul des sollicitations.

L'ELS :  $\vartheta = 0,2$  → calcul des déformations.

### II.1.6 La contrainte de cisaillement (Art 5.1, 2.1 BAEL91) :

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

- Fissuration peu nuisible :

$$\tau u \leq \min\left[\frac{0,2f_{cj}}{\gamma b}; 5MPa\right]$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau u \leq \min\left[\frac{0,15f_{cj}}{\gamma b}; 4MPa\right]$$

### II.1.7 Conclusion :

Les caractéristiques du béton utilisé sont données dans le tableau suivant :

<b>Résistance caractéristique à la compression du béton a 28j</b>	<b>fc28=25 MPA</b>	
<b>Résistance caractéristique à la traction du béton a 28j</b>	<b>ft28 = 2.1 MPa</b>	
<b>Module de déformation longitudinale du béton</b>	<b>Instantanée</b>	<b>Ei28 = 32164,20 MPA</b>
	<b>Différé</b>	<b>Ev28 = 10721,39 MPA</b>
<b>Masse volumique</b>	<b><math>\rho b = 2.5 t /m^3</math></b>	
<b>Contraintes limites de compression</b>	<b>ELU</b>	<b>14.16 MPA</b>
	<b>ELS</b>	<b>15 MPA</b>
<b>Contrainte limite de cisaillement</b>	<b>F.P.N</b>	<b>3.33 MPa</b>
	<b>F.P.T</b>	<b>2.5 MPa</b>

Tableau II.2 : Caractéristiques du béton utilisé.

### II.2 Les aciers :

L'acier est le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé, son rôle est de reprendre les efforts de traction.

## Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

---

### II.2.1 Les différents types d'aciers :

Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel FeE215, FeE 235
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 3,5\text{mm}$
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à  $ES = 200\,000\text{ MPA}$

### II.2.2 Les caractéristiques mécaniques des aciers :

- **Le diagramme déformation contrainte de calcul :**

$$\sigma_s = f(\varepsilon_{\infty})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes :

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cas général}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ cas de la combinaison accidentelle.}$$

Pour notre cas on utilise des aciers **FeE400**.

- **La contrainte limite de traction des armatures :**

Cas où la fissuration est peu préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

Cas de fissuration préjudiciable, la contrainte est limitée à :

$$\delta s = \min\left[\frac{2}{3} * f_{e:110} * \sqrt{\eta * f_{tj}}\right] \text{ [MPa]}$$

$f_{tj}$ : Résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\delta s = \min\left[\frac{1}{2} * f_{e:90} * \sqrt{\eta * f_{tj}}\right] \text{ [MPa]}$$

$\eta$  : coefficient de fissuration

$\eta=1$  : pour des ronds lisses(RL)

$\eta=1,6$  : pour les hautes adhérences avec  $\Phi \geq 6\text{ mm}$  (HA)

## Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

---

- Le poids volumique :

Béton armé :  $\gamma_b = 25 \text{KN /m}^3$

Béton non armé :  $\gamma_b = 22 \text{KN /m}^3$

Acier:  $\gamma_a = 78,5 \text{ KN /m}^3$

**CHAPITRE III**  
**PRE DIMENSIONNEMENT DES**  
**ELEMENTS**

# Chapitre III : Prédimensionnement des éléments

## III.1 Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de la structure à étudier : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement **R.P.A 99 (version 2003)** et du **C.B.A 93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

### Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

Ce sont des éléments porteurs qui ne font pas partis du système de contreventement (Planchers, poutrelles, cloisons, acrotère, escaliers, balcons).

### Les planchers :

## III.2 Planchers corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur ( $h = h_{cc} + h_{dc}$ ).

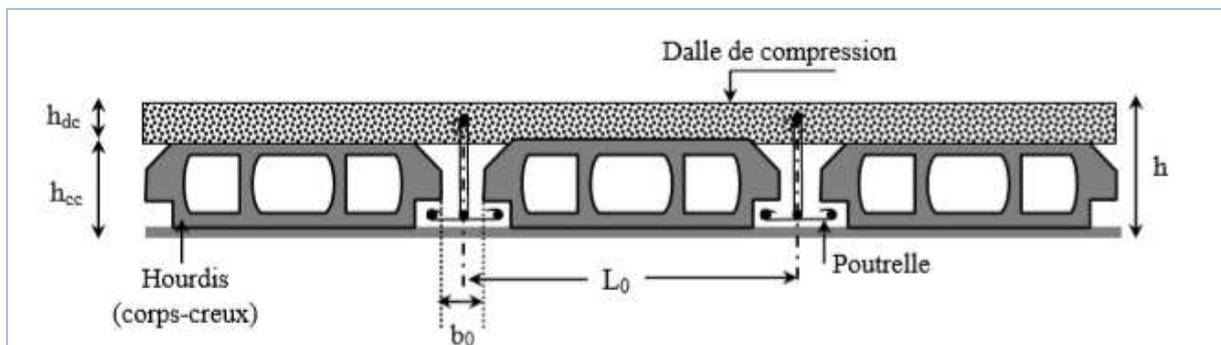


Figure III.1 : Coupe du plancher à corps creux

**$h_{cc}$**  : hauteur du corps creux.

**$h_{dc}$**  : hauteur de la dalle de compression.

**$b_0$**  : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.

**$L_0$**  : distance entre axe des poutrelles.

## Chapitre III : Prédimensionnement des éléments

---

Selon les règles du **CBA93** la hauteur  $ht$  d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition suivante :

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

**ht** : Hauteur total du plancher.

**Lmax** : longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

**Lmax**= 410 cm.

$$ht \geq \frac{410}{22.5}$$

$$ht \geq 18.22 \text{ cm}$$

On prend donc **ht**= 20 cm

Soit un plancher **(16+4) cm**.

### III .2.1 Disposition des poutrelles :

Pour la disposition des poutrelles y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

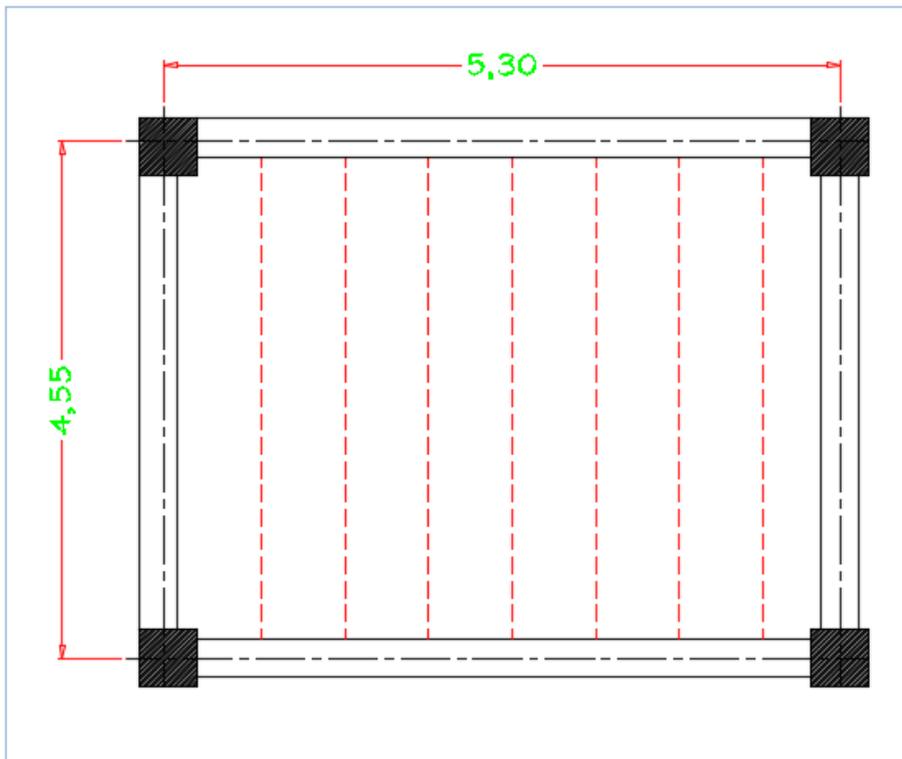


Figure III.2: Sens de disposition des poutrelles

### III.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis) le rôle des poutrelles dans les planchers est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principaux.

La section transversale des poutrelles est assimilée à une section en (T) calculées à la flexion simple, elle est caractérisée par les dimensions suivantes :

Hauteur totale du plancher :  $h = 20 \text{ cm}$

Hauteur de la dalle de compression :  $h_0 = 4 \text{ cm}$

Largeur de la nervure :  $b_0 = 12 \text{ cm}$

Largeur de la table de compression  $b = 65 \text{ cm}$

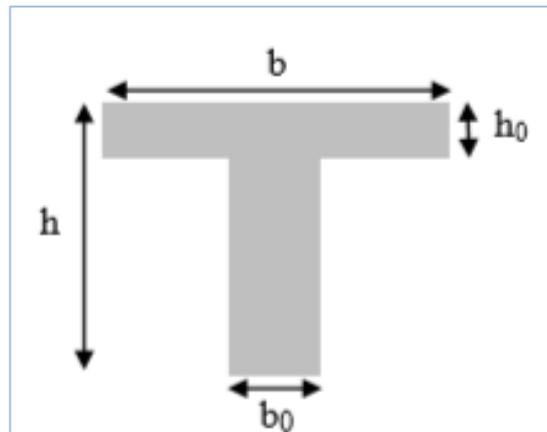


Figure III.3 : Coupe transversale d'une poutrelle

### III.3 Plancher dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

Le dimensionnement de ce type de plancher se fait par la condition suivante :

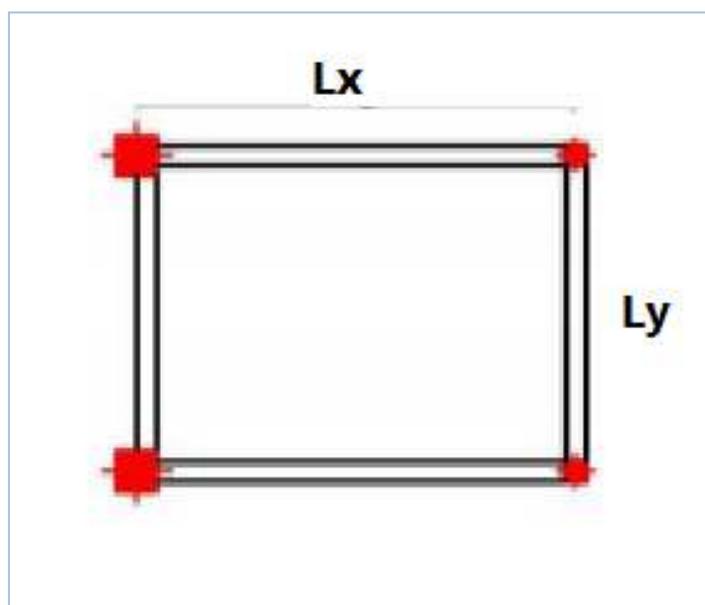


Figure III.4 : Coupe plancher corps dalle pleine

$$\rho = \frac{L_y}{L_x}$$

$$\frac{L_y}{40} \leq e \leq \frac{L_y}{45}$$

## Chapitre III : Prédimensionnement des éléments

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

$L_y$  : la plus grande portée du panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{410}{480} = 0,8 > 0,4$$

$$\frac{410}{45} \leq e \leq \frac{410}{40}$$

$$9,11 \leq e \leq 10,25$$

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

### II.4 Les escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : (Longueur totale d'escalier)
- (3) : (Giron)
- (4) : (Hauteur du contre marche)
- (5) : (Hauteur de la volée)
- (6) : (L'inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

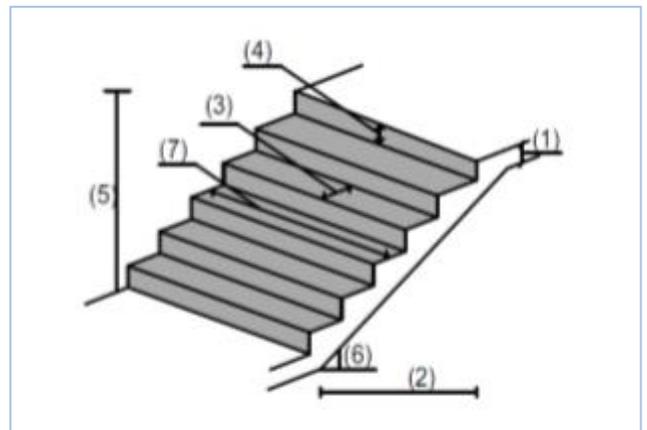


Figure III.5 : Schéma d'escalier

#### III.4.1 : Dimensionnement :

On utilise la relation de **BLONDEL**

$$0,59 \leq 2h + g \leq 0,66$$

**La largeur des marche** : entre 25 cm et 32 cm on prend  $g=30\text{cm}$

**La hauteur des contre marches** : entre 14 cm et 18 cm on prend  $h=17 \text{ cm}$

$$0,59 < 0,64 < 0,66$$

**Le nombre des contre marche** :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

## Chapitre III : Prédimensionnement des éléments

---

**Le nombre des contres marches :** 18 donc 6 marche par volés

**Hauteur de la volée :**

On travaille par volée :

$$H' = h * n = 17 * 6 = 102 \text{ cm}$$

**L'inclinaison de la pailasse :**

$$\alpha = \arctg \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 29,53^\circ$$

**L'épaisseur de palliase :**

$$\frac{L}{15} < e < \frac{L}{10}$$

$$L = \frac{H'}{\sin 29,53} = \frac{102}{\sin 29,53} = 208 \text{ cm}$$

$$\frac{208}{15} < e < \frac{208}{10}$$

$$\text{Donc } 13,8 < e < 20,8$$

On adopte : **e = 15 cm**

**III.5 Les balcons :**

$$e = \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max} = 150 \text{ cm}$  donc on adopte **e = 15 cm**

**III.6 L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture.

- Pour la terrasse inaccessible on prend **H=60cm**.
- Pour la terrasse accessible on prend **H=110cm**.

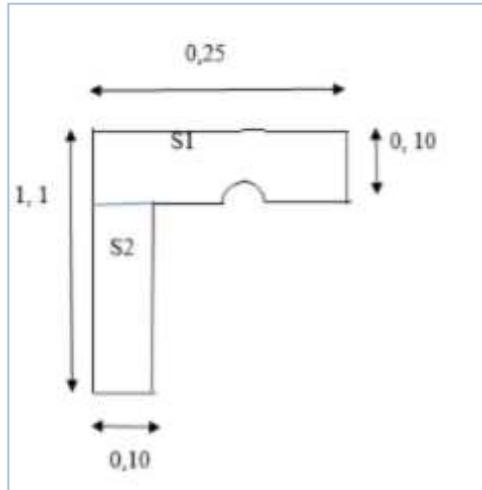


Figure III.6 : Acrotère (terrasse accessible)

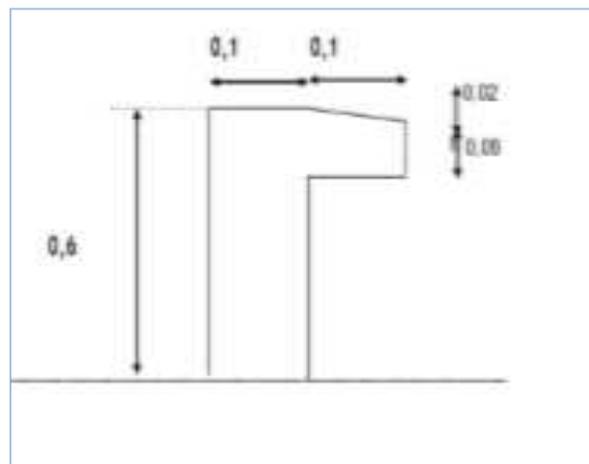


Figure III.7 : Acrotère (terrasse inaccessible)

**Pré dimensionnement des éléments structuraux :**

### III.7 Les poutres :

Le pré dimensionnement des poutres se fait en respectant les conditions suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :  $L_{\max}$  La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

## Chapitre III : Prédimensionnement des éléments

---

### III.7.1 Les poutres principales :

Elles sont perpendiculaire aux poutrelles, leurs hauteur est donnée.

Selon les conditions du **RPA99/2003 (art 7.5.1)** :

**Pour la poutre principale 1 :**

$$L_{\max} = 485 \text{ cm}$$

$$\frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10}$$

$32,33 \leq h \leq 48,5$  Donc on adopte : **h=45 cm**

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

Donc on adopte : **b=30 cm**

#### Vérifications des conditions :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4.0 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 1,5 < 4 \end{array} \right.$$

**Pour la poutre principale 2 :**

$$L_{\max} = 385 \text{ cm}$$

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10}$$

$25,66 \leq h \leq 38,5$  Donc on adopte : **h= 35cm**

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

Donc on adopte : **b=30 cm**

## Chapitre III : Prédimensionnement des éléments

---

### Vérifications des conditions :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4.0 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 1,16 < 4 \end{array} \right.$$

### III.7.2 Les poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

$$L_{\max} = 410 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10}$$

$27,33 \leq h \leq 41$  Donc on adopte : **h=40 cm**

Donc on adopte : **b=30cm**

### Vérifications des conditions :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4.0 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 1,3 < 4 \end{array} \right.$$

### III.8 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments de la structure qui supportent les charges verticaux ils participent à la stabilité transversale et servent aux charges verticaux. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon les critères suivant :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du **RPA99**.

## Chapitre III : Prédimensionnement des éléments

---

D'après l'article 7.4.3.1 de RPA 2003 l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_s}{f_{c28} \times B} \leq 0,3$$

$N_s$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur la section de béton (N)

$B$  : l'air de la section du poteau (cm<sup>2</sup>)

$f_{c28}=25$  MPA

On remplace dans la formule on obtient :

$$B \geq 1,33N_s$$

$N_s=1506900$  N

Pour une section carrée :

$$a = \sqrt{B}$$

$$\text{Pot} = (45 * 45)$$

### III.9 Les voiles :

Les voiles sont des éléments résistants de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vu la grande inertie de leurs sections horizontales.

Le pré dimensionnement des voiles se fait par des formules empiriques sur les dimensions minimales en fonction de la hauteur d'étage et les conditions de rigidité des extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du **RPA99** suivantes :

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right]$$

$h_e=306$  cm pour les étages courants.

$$e \geq \max (15,3 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow e = 15,3 \text{ cm}$$

Donc on adopte des voiles de contreventement d'épaisseur :  $e = 20$  cm dans le sous-sol et étages courants.

**CHAPITRE IV**  
**EVALUATION DES CHARGES**

## Chapitre IV : Evaluation des charges

### IV.1 Introduction

L'évaluation des charges permanentes G du plancher est faite par la somme des charges apportées par le plancher et leur poids propre, ainsi les charges des murs extérieurs.

Les charges d'exploitation Q des planchers sont extraites par le document technique réglementaire, ces charges varient en fonction de l'exploitation de plancher (habitation, commerce, bureau, escalier, balcon).

### IV.2 Les planchers :

#### IV.2.1 Etages courants :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloisons	10	1	1
2	Carrelage	2	20	0.4
3	Mortier de pose	3	20	0.6
4	Lit de sable	3	18	0.54
5	Dalle à corps creux (16+4)	/	2.8	2.8
6	Enduit de plâtre	2	10	0.2
			G	5.54 (KN/m <sup>2</sup> )
			Q	1.5 (KN/m <sup>2</sup> )

Tableau IV.1 : Evaluation de charges plancher étages courants

#### IV.2.2 Etage RDC :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloisons	10	1	1
2	Carrelage	2	20	0.4
3	Mortier de pose	3	20	0.6
4	Lit de sable	3	18	0.54
5	Dalle pleine	15	25	3.75
6	Enduit de plâtre	2	10	0.2
			G	6.49 (KN/m <sup>2</sup> )
			Q	1.5 (KN/m <sup>2</sup> )

Tableau IV.2 : Evaluation de charges plancher étage RDC

## Chapitre IV : Evaluation des charges

### IV.2.3 Terrasse accessible :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Etanchéité	2	6	0.12
4	Forme de pente	10.5	20	2.1
5	Isolation	4	4	0.16
6	Corps creux	/	2.8	2.8
7	Enduit de plâtre	2	10	0.2
			G	6.38 (KN/m <sup>2</sup> )
			Q	1.5 (KN/m <sup>2</sup> )

Tableau IV.3 : Evaluation de charges plancher terrasse accessible

### IV.2.4 Terrasse inaccessible :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravier de protection	5	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente	7.9	20	1.58
4	Isolation thermique	4	4	0.16
5	Corps creux	/	2.8	2.8
6	Enduit de plâtre	2	10	0.2
			G	5.71 (KN/m <sup>2</sup> )
			Q	1.0 (KN/m <sup>2</sup> )

Tableau VI.4 : Evaluation de charges plancher terrasse inaccessible

## Chapitre IV : Evaluation des charges

### IV.3 Le balcon :

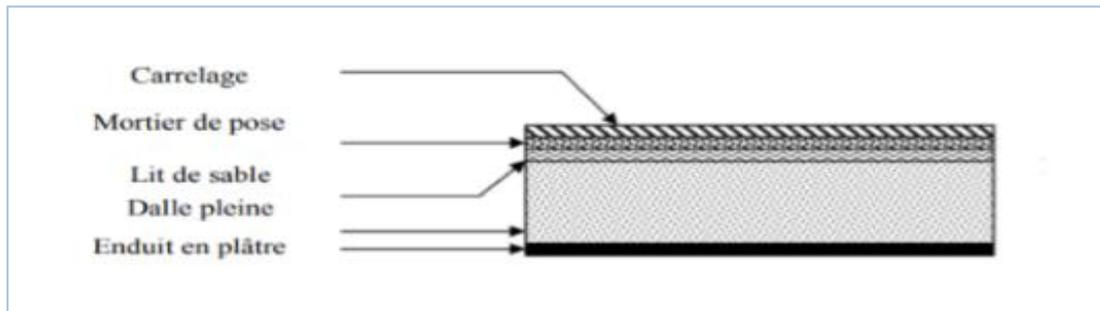


Figure IV.1 : Coupe du balcon

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Lit de sable	3	18	0.54
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
			<b>G</b>	<b>5.49 (KN/m<sup>2</sup>)</b>
			<b>Q</b>	<b>3.5 (KN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau IV.5 : Evaluation de charges balcon

### IV.4 Les escaliers :

Un escalier est une succession de marche permettant le passage d'un niveau à un autre.

#### IV.4.1 Palier :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Poids propre de la dalle	15	25	3,75
4	Enduit en ciment	2	18	0.36
			<b>G</b>	<b>4,91 (KN/m<sup>2</sup>)</b>
			<b>Q</b>	<b>2.5 (KN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau IV.6 : Evaluation de charges de palier

## Chapitre IV : Evaluation des charges

### IV.4.2 Paillasse :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Poids propre de paillasse	15	25	3,75
2	Poids propre des marches	17	25	0.12
3	Enduit en ciment	2	18	1.58
4	Mortier de pose	3	20	0.16
5	Lit de sable	3	18	2.8
6	Carrelage	2	20	0.2
			G	8.61 (KN/m2)
			Q	2.5 (KN/m2)

Tableau IV.7 : Evaluation de charges de paillasse

### IV.5 Murs double parois :

$$h = 3,06 - 0,35$$

$$h = 2,71 \text{ m}$$

$$\text{Le poids propre de mur} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Donc

$$\boxed{G = 6,8 \text{ KN/ml}}$$

### IV.6 L'acrotère :

#### IV.6.1 Acrotère terrasse accessible :

Surface de l'acrotère est :  $S_t = S_1 + S_2$

$$S_1 = 0,1 \times 0,25 = 0,025 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_t = 0,025 + 0,1 = 0,125 \text{ m}^2/\text{l}$$

-Le poids propre de l'acrotère est :  $G = 25 \times S_t = 25 \times 0,125 = 3,1 \text{ KN/ml}$

$$\boxed{G = 3,1 \text{ KN/ml}}$$

## Chapitre IV : Evaluation des charges

---

### IV.6.1 Acrotère terrasse inaccessible :

La surface de l'acrotère est :  $S_t = S_1 + S_2 + S_3$

$$S_1 = (0,1 \times 0,02) / 2 = 0,001 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0,1 \times 0,08 = 0,008 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 0,1 \times 0,6 = 0,06 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } S_t = 0,001 + 0,008 + 0,06 = 0,069 \text{ m}^2/\text{l}$$

-Le poids propre de l'acrotère est :  $G = 25 \times S_t = 25 \times 0,069 = 1,7 \text{ KN/ml}$

<b><math>G = 1,7 \text{ KN/ml}</math></b>
---

**CHAPITRE V**  
**ETUDE SISMIQUE**

## Chapitre V : Etude sismique

---

### V.1 Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé de 8 étages, destiné à usage d'habitation.

Pour rappel, le système de contreventement qu'on a privilégié pour la structure est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

### V.2 Modélisation :

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis par le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** qui permettent à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique.

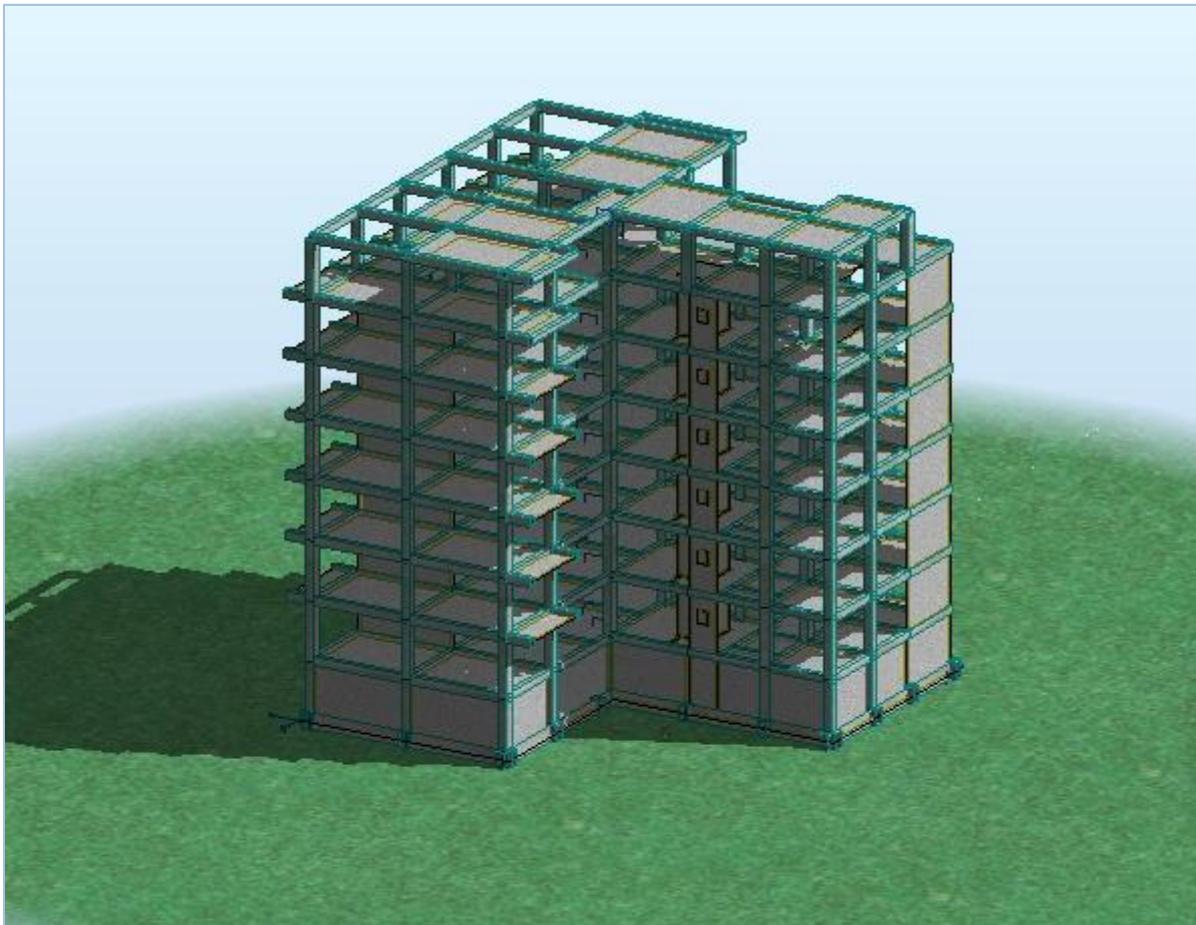


Figure V.1 : Modalisation 3D

## Chapitre V : Etude sismique

---

### V.3 Description de logiciel ROBOT :

Le logiciel AUTODESK ROBOT STRUCTURAL PROFESSIONAL propose aux ingénieurs structure de fonctionnalités de simulation et d'analyse de structure, évoluées pour des structures vastes et complexes.

Il permet de modéliser des types de constructions 2D et 3D composé d'élément barre, poutres et poteaux et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique. L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules spécifiques tels que le dimensionnement de charpente métallique, le calcul des assemblages ou le béton armé.

- Saisie graphique 2D et 3D
- Calcul de structure (RDM)
- Neige et vent, combinaisons automatique
- Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, .....



Figure V.2 : Logiciel ROBOT

### V.4 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être par les trois méthodes qui sont :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

## Chapitre V : Etude sismique

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage2

Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel ROBOT 2017.

### V.5 La méthode d'analyse modale spectrale :

#### V.5.1 Principe

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

#### V.5.2 Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

#### V.5.3 Spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA/version 2003 (art 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{Sa}{g} \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T1 \leq T \leq T2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T2}{T} \right)^{2/3} & T2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{T2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \leq 3,0s \end{cases}$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

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

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**T1, T2**: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q** : Facteur de qualité.

## Chapitre V : Etude sismique

---

### V.6 La force sismique :

Selon **RPA (Art 4.2.3)** La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

**A** : Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient  $A$  représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire.

Il dépend de deux paramètres:

- Groupe d'usage
- Zone sismique

Pour notre cas:

Groupe d'usage 2 et zone sismique II  $\Rightarrow A=0.15$

**R**: Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction de système de contreventement **RPA 99 version 2003 (tab 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Donc : **R=5**

**Q** : Facteur de qualité

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq \quad (\text{RPA art 4-4})$$

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

## Chapitre V : Etude sismique

Sa valeur est donnée au tableau suivant :

Critère q	Pq	
	Observé	Non observé
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2-Redondance en plan	0	0,05
3-Régularité en plan	0	0,05
4-Régularité en élévation	0	0,05
5-Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05
6-Contrôles d'exécution	0	0,10

**Tableau V.1 : Valeurs des pénalités Pq**

Donc :  $Q = 1 + 0,15$

**$Q = 1,15$**

**W** : poids total de la structure

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés a chaque niveau (i) :

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

- $W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- $W_{Qi}$  : charge d'exploitation
- $\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par **RPA 99 version 2003 (tab 4.5 )**  
 **$\beta = 0,20$**  ==> usage d'habitation

**D**:Facteur d'amplification dynamique moyen

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T). **RPA (formule 4.2).**

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

## Chapitre V : Etude sismique

---

➤  $T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site

La structure étudiée est située dans site : S3 **RPA99 version 2003 (tab4-7)**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{array} \right.$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par **RPA 99 version 2003(La formule 4.3)**

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

Ou  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

Donc pour une construction mixte (portiques et voiles) on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} \zeta = 1\% \\ \eta = 0,7637 \end{array} \right.$$

Estimation de la période fondamentale de la structure La période empirique calculée par :

$$T = C_T \times (hn)^{3/4}$$

**hn**: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$hn = 21,42m$$

**C<sub>T</sub>**: Coefficient en fonction de système de contreventement, du type de remplissage voir tableau de RPA (Tableau4.6)

Dans notre structure : **C<sub>T</sub> = 0,05**

$$T = 0,497 \text{ sec}$$

## Chapitre V : Etude sismique

### V.7 La disposition des voiles :

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la structures en satisfaisant à la fois la loi de torsion, la symétrie, les conditions architecturales et l'interaction (voile-portique).

Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté :

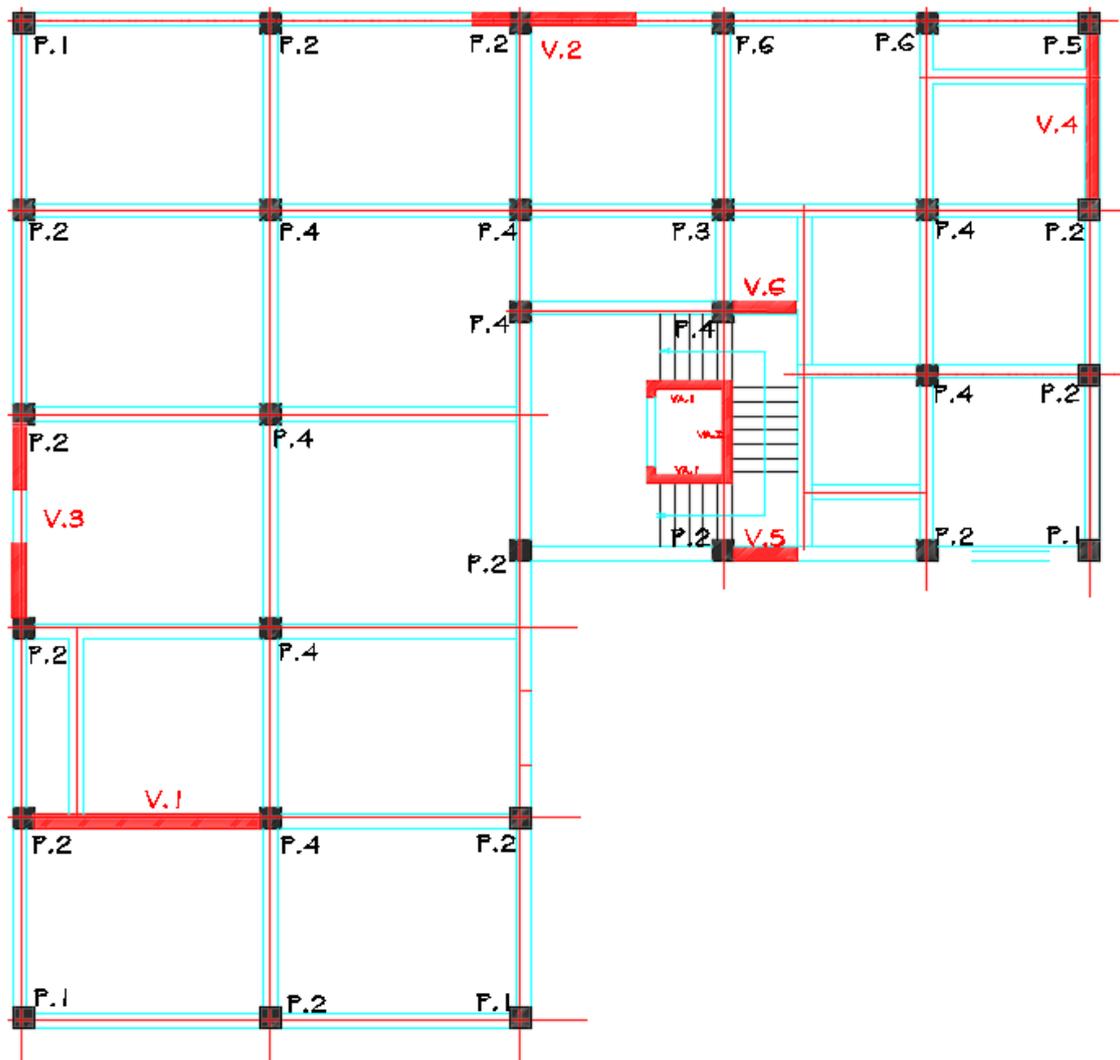


Figure V.3 : La disposition des voiles

## Chapitre V : Etude sismique

### V.8 Les vérifications les plus importantes :

#### V.8.1 Participation modale :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées RZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale RZ [%]
3/ 1	<b>0,61</b>	1,64	63,53	0,01	1,64	<b>63,53</b>	0,01
3/ 2	0,58	69,11	64,88	0,01	<b>67,47</b>	1,35	0,00
3/ 3	0,44	69,19	69,44	0,08	0,08	4,55	0,08
3/ 4	0,16	69,26	82,18	0,08	0,07	12,75	0,00
3/ 5	0,15	83,30	82,30	0,08	14,04	0,11	0,00
3/ 6	0,12	83,30	83,06	0,08	0,01	0,77	0,00
3/ 7	0,11	84,75	85,77	0,08	1,44	2,71	0,00
3/ 8	0,10	88,80	86,86	0,09	4,05	1,09	0,00
3/ 9	0,08	88,80	88,98	0,09	0,00	2,12	0,01
3/ 10	0,07	89,14	92,10	0,11	0,35	3,12	0,02
3/ 11	0,06	<b>93,62</b>	<b>92,57</b>	0,12	4,47	0,47	0,01
3/ 12	0,05	94,27	92,99	0,19	0,65	0,43	0,08
3/ 13	0,04	94,53	95,88	0,20	0,27	2,89	0,00
3/ 14	0,04	94,60	96,08	0,20	0,06	0,20	0,00
3/ 15	0,04	96,97	96,32	0,20	2,37	0,24	0,00
3/ 16	0,03	97,23	97,39	0,20	0,27	1,07	0,00
3/ 17	0,03	97,24	97,39	0,20	0,01	0,00	0,0
3/ 18	0,03	98,18	97,40	0,20	0,94	0,00	0,00
3/ 19	0,03	98,27	98,21	0,20	0,08	0,82	0,00
3/ 20	0,03	98,27	98,24	0,20	0,00	0,02	0,00
3/ 21	0,03	98,37	98,41	0,20	0,10	0,17	0,00

**Tableau V.2 : Participation modale**

- Ce modèle présente une période fondamentale  $T=0,61s$
- Le premier mode est un mode de translation selon Y avec un taux de participation massique 63,53.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon X avec un taux de participation massique 67,47.
- La condition du RPA99(Art4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 11ème mode pour que la masse atteigne les 90%.

## Chapitre V : Etude sismique

### V.8.2 Vérification de la distance entre $C_g$ et $C_r > 15 \%L$ :

Etages	$ex_0$ [m]	$ey_0$ [m]	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$ex_0$ [m]/ $L_x$ [m]	$ey_0$ [m]/ $L_y$ [m]	Vérification X	Vérification Y
Etage 1	1,2	1,55	24	31,04	5,000%	4,994%	oui	oui
Etage 2	1,24	1,6	24,85	32	4,990%	5,000%	oui	oui
Etage 3	1,24	1,6	24,85	32	4,990%	5,000%	oui	oui
Etage 4	1,24	1,6	24,85	32	4,990%	5,000%	oui	oui
Etage 5	1,24	1,6	24,85	32	4,990%	5,000%	oui	oui
Etage 6	1,24	1,61	24,85	32,1	4,990%	5,016%	oui	oui
Etage 7	1,25	1,61	25,06	32,1	4,988%	5,016%	oui	oui
Etage 8	1,2	1,41	24	28,18	5,000%	5,004%	oui	oui

Tableau V.3 : Résultats de l'excentricité

D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représentée dans le tableau précédent, ne dépasse pas les 15%, alors la condition de l'art 3.5.1 de l'RPA /V2003 est vérifiée.

### V.8.3 Vérification de l'effort réduit :

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au séisme est limité par la condition suivante avec :

$$\frac{N_d}{f_{c28} \times B} \leq 0,3$$

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur la section de béton.

$B$  : l'air de la section du poteau.

$f_{c28}=25$  MPA

$N_d$	$f_{c28}$	a (pour section $B=a*a$ )	a (pour section $a*a$ adoptée)
1506900	25	44,82410066	45

Tableau V.4 : L'effort réduit

La vérification de l'effort normal est vérifiée.

## Chapitre V : Etude sismique

### V.8.4 Vérification de l'effort tranchant:

Les paramètres nécessaires pour calculer D	
Ct	0,05
hN	21,42
T	0,497834058
T1	0,15
T2	0,5
L'amortissement	10
nu	0,763762616
	0,763762616

Tableau V.4 : Les paramètres pour calculer D

Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen		
D selon les 3 cas de T		D selon notre cas
D1	1,90940654	1,90940654
D2	2,507245971	
D3	15,10892595	
D2 OU D3	15,10892595	

Tableau V.5 : Le facteur d'amplification dynamique moyen

les paramètres nécessaires pour calculer Vst	
A	0,15
D	1,90940654
Q	1,15
W	3054,8
R	5

Tableau V.6 : Les paramètres nécessaires pour calculer Vst

La force sismique statique Vst est :
251,5443464

Tableau V.7 : La force sismique statique

Selon X :

La force sismique dynamique selon logiciel est :	La vérification $V_{dy} \geq 0,8 V_{st}$ est :
$V_{dy}=201,48$	vérifiée

Tableau V.8 : La vérification de l'effort tranchant selon X

Selon Y :

La force sismique dynamique selon logiciel est :	La vérification $V_{dy} \geq 0,8 V_{st}$ est :
$V_{dy}= 209,43$	vérifiée

Tableau V.9 : La vérification de l'effort tranchant selon Y

## Chapitre V : Etude sismique

### V.8.5 Vérification de déplacement inter étages :

Etage	dr UX [cm]	dr UY [cm]	H(étage)	dr UX/H	dr UY/H	Vérification x	Vérification y
Etage 1	0,5	0,5	306	0,163%	0,163%	oui	oui
Etage 2	0,6	0,6	306	0,196%	0,196%	oui	oui
Etage 3	0,7	0,7	306	0,229%	0,229%	oui	oui
Etage 4	0,7	0,7	306	0,229%	0,229%	oui	oui
Etage 5	0,7	0,7	306	0,229%	0,229%	oui	oui
Etage 6	0,7	0,6	306	0,229%	0,196%	oui	oui
Etage 7	0,5	0,3	306	0,163%	0,098%	oui	oui

Tableau V.10 : Résultats de déplacement inter étages

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.

### V.8.6 Vérification de déplacement au sommet :

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

UX [cm]	UY[cm]	H	UX / H	UY / H	Vérification x	Vérification y
4,6	4,3	2142	0,215%	0,201%	oui	oui

Tableau V.11 : Résultat de déplacement au sommet

Donc la condition est vérifiée.

### V.8.7 Vérification de la largeur des joints sismiques :

$$\delta_1, \delta_2 = UX * R$$

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) mm$$

Tel que :

$\delta_1, \delta_2$  : Déplacements maximaux des deux blocs calculés selon 4.43 (RPA 99/v2003)

$$d_{min} = 15 + (230 + 230) = 475 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

On adopte  $d = 5 \text{ cm}$

## Chapitre V : Etude sismique

### V.8.8 Vérification de l'effet P-Δ :

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{pk * \Delta k}{Vk * hk} \leq 0,1$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ». Avec :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (WG_i + \beta Wq_i)$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau « k » :  $VK = \sum_{i=k}^n Fi$

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

$h_k$ : hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta k \leq 0,20$  les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $1/(1- \theta k)$ .
- Si  $\theta k > 0,20$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Etage	P [kg]	VX [T]	VY [kN]	dx [cm]	dy [cm]	H(étage)	P*dx/Vx*h	P*dy/Vy*h	Vérification x	Vérification y
Etage 1	427771,56	206710	193550	0,2	0,2	300	0,001379619	0,00147342	oui	oui
Etage 2	399487,08	199620	186670	0,5	0,5	306	0,0032699960	0,00349685	oui	oui
Etage 3	397838,41	188770	176160	0,6	0,6	306	0,004132411	0,00442822	oui	oui
Etage 4	397838,41	172250	160220	0,7	0,7	306	0,005283529	0,00568024	oui	oui
Etage 5	397838,41	149110	138480	0,7	0,7	306	0,006103466	0,00657198	oui	oui
Etage 6	404976,39	119400	110660	0,7	0,7	306	0,007758933	0,00837174	oui	oui
Etage 7	421521,92	81340	74650	0,7	0,6	306	0,011854756	0,01107185	oui	oui
Etage 8	207561,63	32510	27890	0,5	0,3	306	0,010432267	0,00729623	oui	oui

Tableau V.12 : Résultat de l'effet P- Δ

On remarque que  $\theta < 0,1$  donc l'effet P- Δ peut être négligé.

## Chapitre V : Etude sismique

---

### V.8.9 Vérification de renversement :

<b>L'action sismique Ex</b>			
<b>Mx (0,8G)</b>	<b>Mx (Ey)</b>	<b>Mx/Mx (Ey)</b>	<b>≥1,5</b>
<b>362385</b>	<b>25332,56</b>	<b>14,3051077</b>	<b>renversement vérifier</b>

Tableau V.13 : Résultat de l'action sismique Ex

<b>L'action sismique Ey</b>			
<b>My (0,8G)</b>	<b>My (Ex)</b>	<b>My/My(Ex)</b>	<b>≥1,5</b>
<b>47378,77</b>	<b>27230,45</b>	<b>1,73991873</b>	<b>renversement vérifier</b>

Tableau V.14 : Résultat de l'action sismique Ey

### V.9 Conclusion :

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes **RPA 99/ version 2003** notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

**CHAPITRE VI**  
**FERRAILLAGE DES ELEMENTS**  
**STRUCTURAUX.**

# Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

## VI.1 Introduction :

On désigne sous le nom des éléments structuraux, les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrailés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux - poutres) et les voiles.

## VI.2 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure.

### VI.2.1 Calcul du ferrailage

Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Ils sont donc calculés en flexion déviée composée

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

**Selon C.B.A:** (situation durable)

- E L U .....1,35 G + 1,5 Q
- E L S .....G + Q

**Selon RPA 99 :** (situation accidentelle)

- G + Q ±E

### VI.2.2 Ferrailage longitudinal (Art7 4 2 1) :

Section (Cm <sup>2</sup> )	ELU			ELS			ELA		
	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
(45*45)	2360,4	6,17	3,54	1573,6	4,11	2,36	1606,2	23,46	21,15

Tableau V1.1 : Ferrailage longitudinal des poteaux

On a toujours un moment faible par rapport à un effort de compression fort. Le dimensionnement a donné un ferrailage minimum, donc le ferrailage des poteaux sera selon le ferrailage minimum exigé par le RPA en zone IIa (0.8% ... art 7.4.2.1).

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

section (Cm2)	Amin RPA(Cm2)	As adopté (Cm2)
(45*45)	16,2	4 HA16+8HA14 =20,36

Tableau V1.2 : Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

### VI .2.3 Ferrailage transversal:

Selon RPA le ferrailage de poteau dans la zone IIa de fait comme suit :

- **Longueur de la zone nodale :**

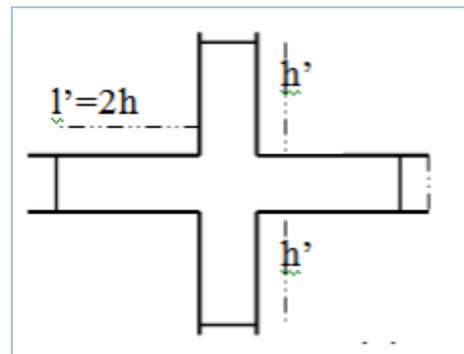
$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (300/6 ; 45 ; 45 ; 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm (sous sol)}$$

$$h' = \text{Max} (306/6 ; 45 ; 45 ; 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm (Etages courants)}$$



- **L'espacement :**

Dans la zone nodale :

$$\Phi \text{ min} = 12\text{mm}$$

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

$$t = 12 \text{ cm}$$

On adopte **t= 15 cm\*\***

Dans la zone courante :

$$t' \leq 15 \Phi$$

$$t' = 15 * 1,2$$

$$t' = 18 \text{ cm}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant de longueur Droite de 10 Ø minimum.

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

---

- Les cadres des nœuds disposés comme armateurs transversales des poteaux sont Constituées de 2U alternées.

### Calcul de la longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi$

Donc :  $L_{\min} = 48 \text{ cm}$

### VI.2.4 Vérification de flambement :

Dans une section du béton comprimée il faut vérifier que l'effort normal de compression qui engendre une contrainte ne dépasse pas la contrainte admissible du béton. :

$$\sigma_u < f_{bc}$$

La contrainte admissible du béton égale :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ [MPA]}$$

#### Exemple :

Poteau (45\*45) :

La contrainte admissible du béton :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot 25}{0,90 \cdot 1,5} = 15,74 \text{ MPA}$$

$$\sigma_u = \frac{Nu}{(b \cdot h)}$$

$Nu = 2360,4 \text{ KN} = 2360,4 \cdot 10^3 \text{ N}$

$$\sigma_u = \frac{2360,4 \cdot 10^3}{45^2} = 11,65 \text{ MPA}$$

$$11,65 < 15,74 \quad CV$$

## VI.2.5 Plan de ferrailage

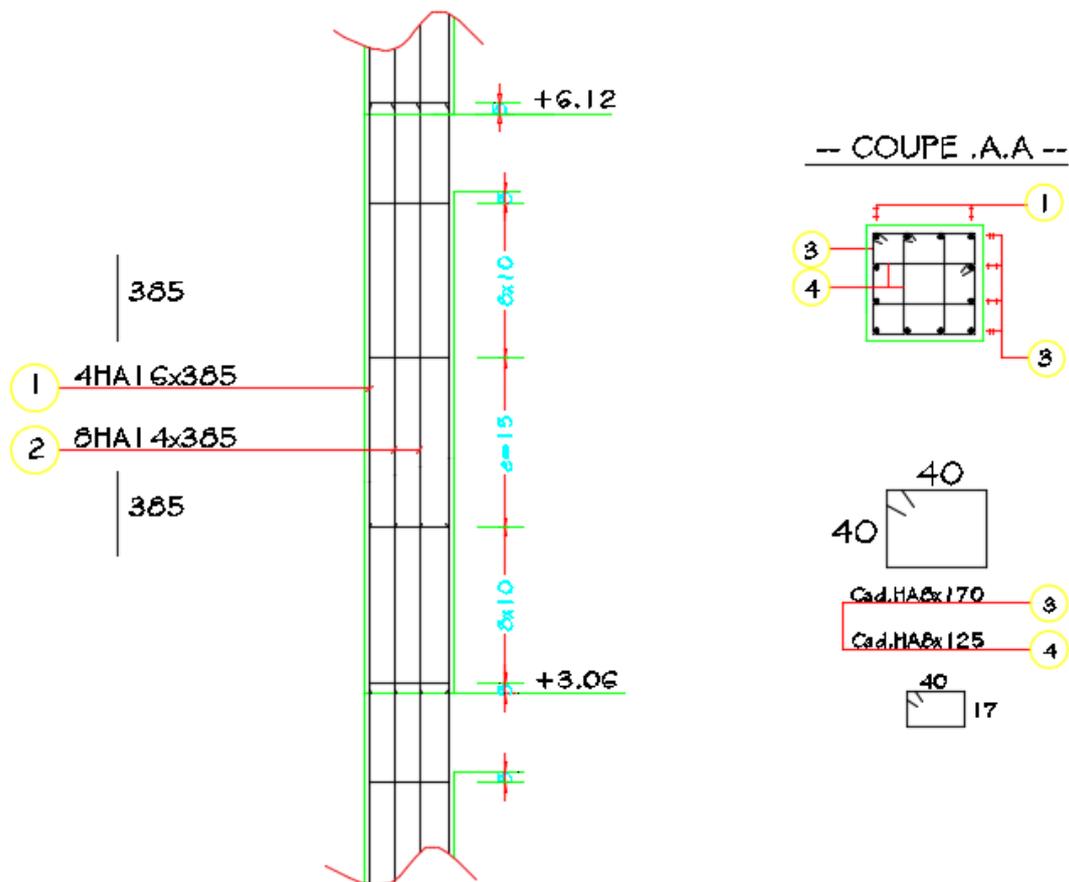


Figure V1.1 Plan de ferrailage des poteaux

## VI.3 Les poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- E L U .....  $1,35 G + 1,5 Q$
- E L S .....  $G + Q$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

### VI.3.1 Les poutres principales :

#### VI.3.1.1 Ferrailage longitudinal :

Le calcul de la section d'armature se fait par le ROBOT expert BA.

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poutres principales sont résumés dans le tableau suivant :

files	section		MELU(KN.m)	MELS(KN.m)	As cal(Cm2)	As adop(Cm2)	Fadop
A (1-3)	(30*45)	Travées	38,70	25,80	3,30	3,39	3HA12
		Appuis	-68,60	-45,70	5,90	5,65	5HA12
B (1-3)	(30*45)	Travées	45,78	30,53	3,90	4,52	4HA12
		Appuis	-39,51	-26,34	3,30	3,39	3HA12
C (1-3)	(30*45)	Travées	60,72	40,47	5,20	5,75	3HA14+1HA12
		Appuis	-102,86	-68,57	9,10	9,24	6HA14
D (3-6)	(30*35)	Travées	22,68	15,12	2,50	3,39	3HA12
		Appuis	-27,04	-18,02	3	3,39	3HA12
E (1-3)	(30*45)	Travées	60,78	40,07	5,20	5,75	3HA14
		Appuis	-110,93	-73,93	9,90	9,24	6HA14
F (4-6)	(30*35)	Travées	18,51	12,35	2	3,39	3HA12
		Appuis	-38,27	-25,53	4,30	4,52	4HA12
G (3-5)	(30*35)	Travées	19,88	13,22	2,20	3,39	3HA12
		Appuis	-52,84	-35,23	6,10	6,79	6HA12
H (1-3)	(30*45)	Travées	61,03	40,69	5,30	5,65	5HA12
		Appuis	-87,42	-58,28	7,70	8,01	3HA14+3HA12
H (3-6)	(30*45)	Travées	20,24	13,52	1,70	3,39	3HA12
		Appuis	-52,0	-34,67	4,50	4,62	3HA14
I (1-3)	(30*45)	Travées	53,95	36,04	4,60	4,52	4HA12
		Appuis	-88,25	58,84	7,80	8,01	3HA14+3HA12
I (3-6)	(30*45)	Travées	24,47	16,31	2	3,39	3HA12
		Appuis	-36,56	-24,38	4,3	4,62	3HA14

Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres principales

# Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

## VI.3.1.2 Diagramme des sollicitations dans les poutres principales :

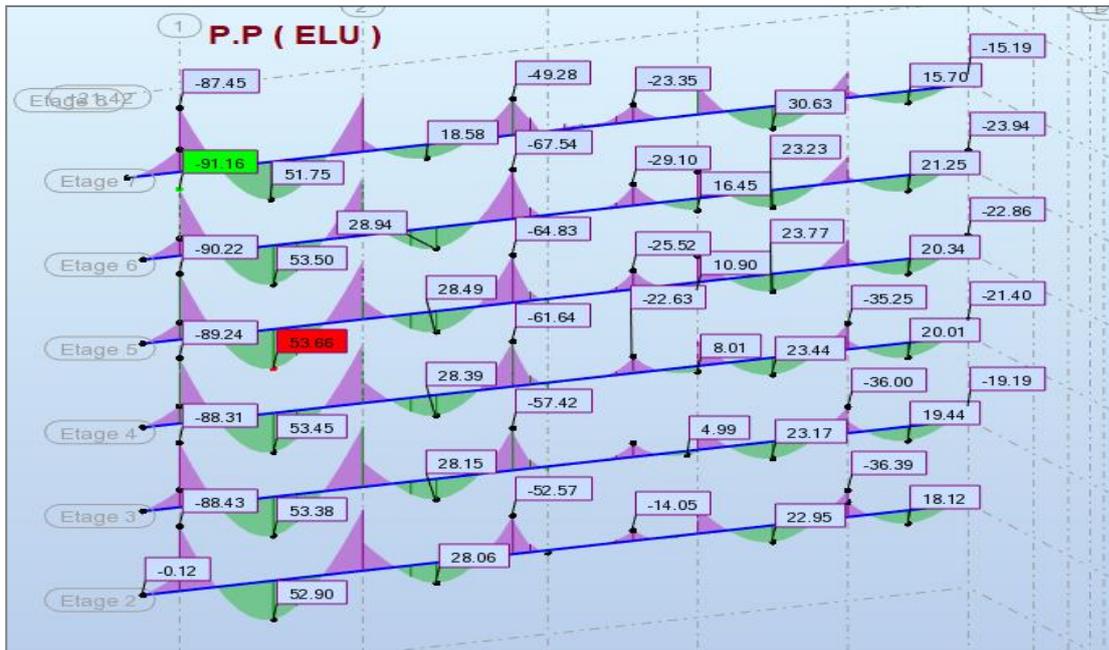


Figure V1.2 : Diagramme des poutres principales a (ELU)

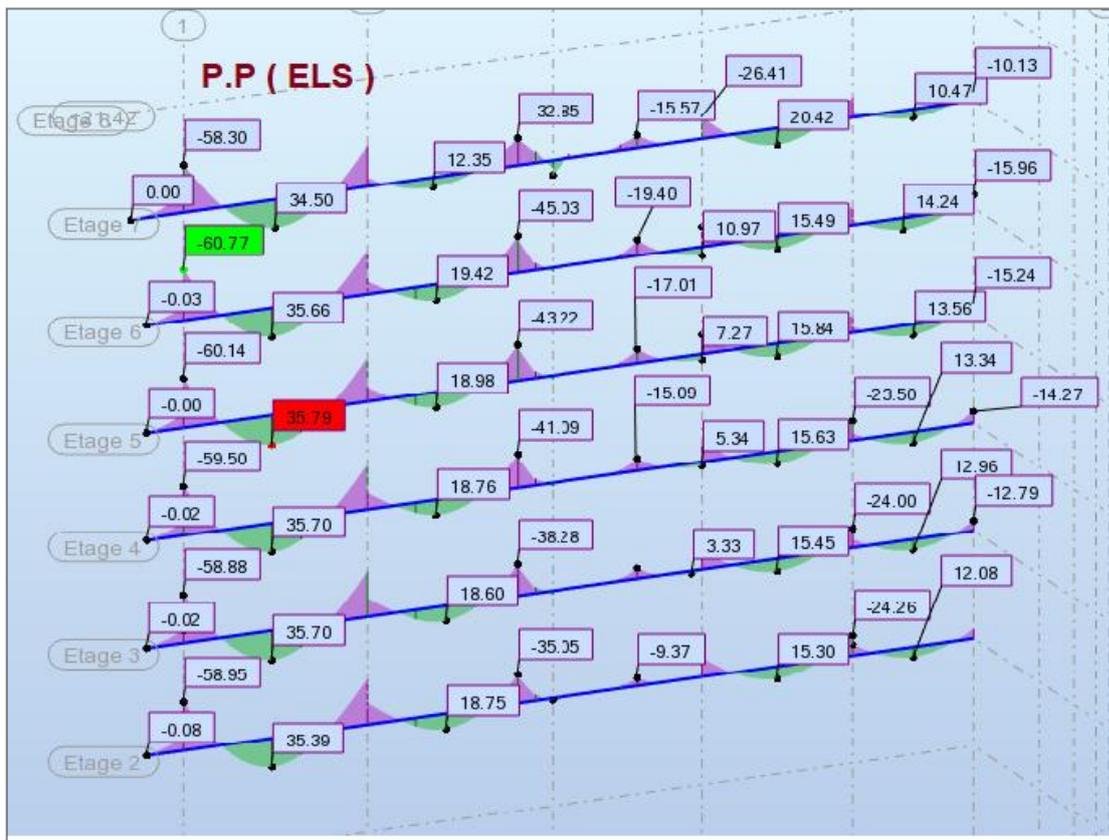


Figure V1.3 : Diagramme des poutres principales a (ELS)

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

---

### VI.3.1.3 Ferrailage transversal:

Selon RPA 99 Art 7.5.2.2 :

- La longueur de la zone nodale :

$$l' = 2 * h$$

$$l' = 2 * 45 = 90 \text{ cm}$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et courante ces armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \left(\frac{45}{4}; 14,4\right)$$

$$s = 11,25 \text{ cm}$$

On adopte  $s = 15 \text{ cm}$

- En dehors de la zone nodale :

$$s \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

On adopte  $s = 20 \text{ cm}$

- La valeur de diamètre  $\emptyset$  des armatures longitudinales apprenre et le plus petit diamètre utilisée et dans le cas d'une section en travée avec une armature comprimé.
- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0,003 * s * b$$

$$At = 0,003 * 20 * 30$$

$$At = 1,8 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 4HA8 avec  $At = 2,01 \text{ cm}^2$



## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

### VI.3.2 Les poutres secondaires :

#### VI.3.2.1 Ferrailage longitudinal :

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poutres secondaires sont résumés dans le tableau suivant :

fil	section		MELU(KN.m)	MELS(KN.m)	As cal(Cm2)	As adop(Cm2)	Fadop
1	(30*40)	Travées	38,36	25,57	3,7	3,39	3HA12
		Appuis	-75,02	-50,01	7,5	7,7	5HA14
2	(30*40)	Travées	30,99	20,66	3	3,39	3HA12
		Appuis	-66,08	-44,05	6,6	6,88	3HA14
3	(30*40)	Travées	71,34	47,56	7,1	6,78	3HA12+3HA12
		Appuis	-108,95	-72,63	11,2	10,65	3HA16+3HA14
4	(30*40)	Travées	27,12	18,08	2,6	3,39	3HA12
		Appuis	-45,21	-30,14	4,4	4,52	4HA12
5	(30*40)	Travées	26,75	17,83	2,6	3,39	3HA12
		Appuis	-38,59	-25,73	3,7	3,39	3HA12
6	(30*40)	Travées	22,78	15,19	2,2	3,39	3HA12
		Appuis	-44,16	-29,44	4,3	4,52	4HA12

Tableau VI.4 : Ferrailage des poutres secondaires

# Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

## VI.3.2.2 Diagramme des sollicitations dans les poutres secondaires :

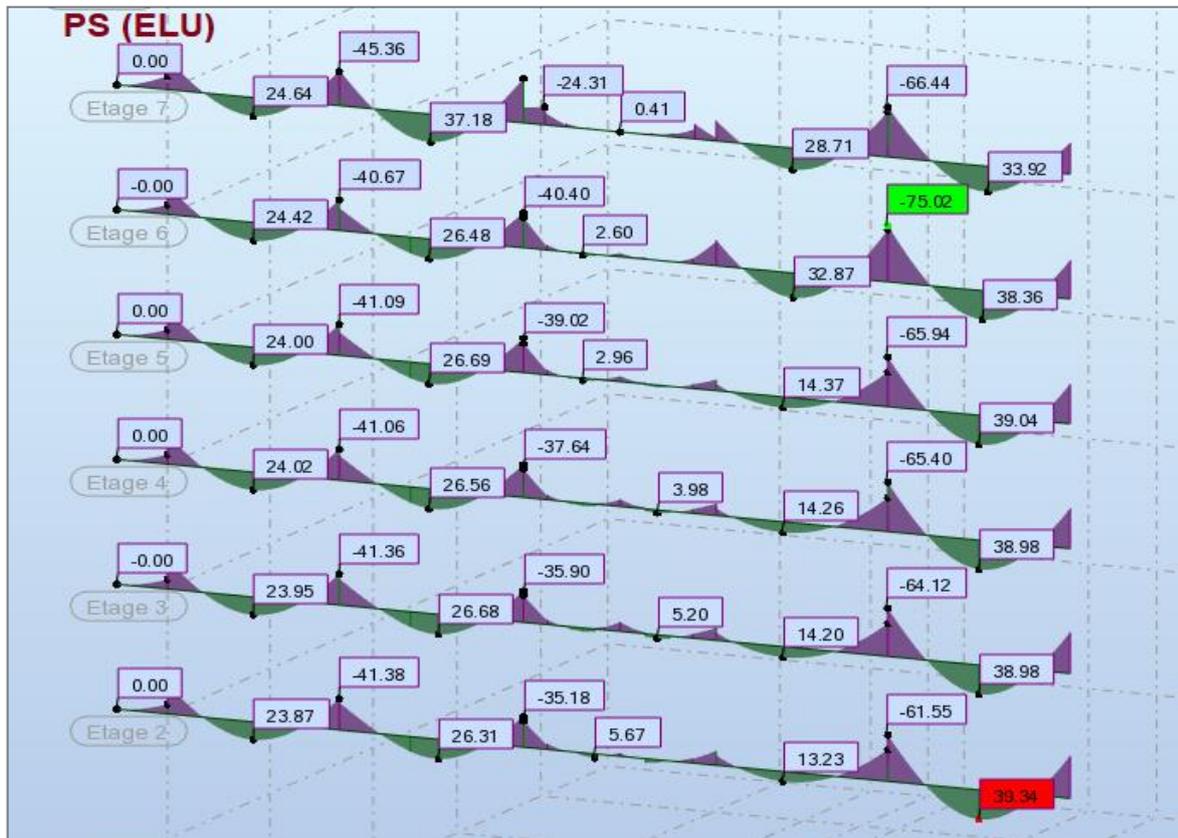


Figure V1.5 : Diagramme des poutres secondaires (ELU)

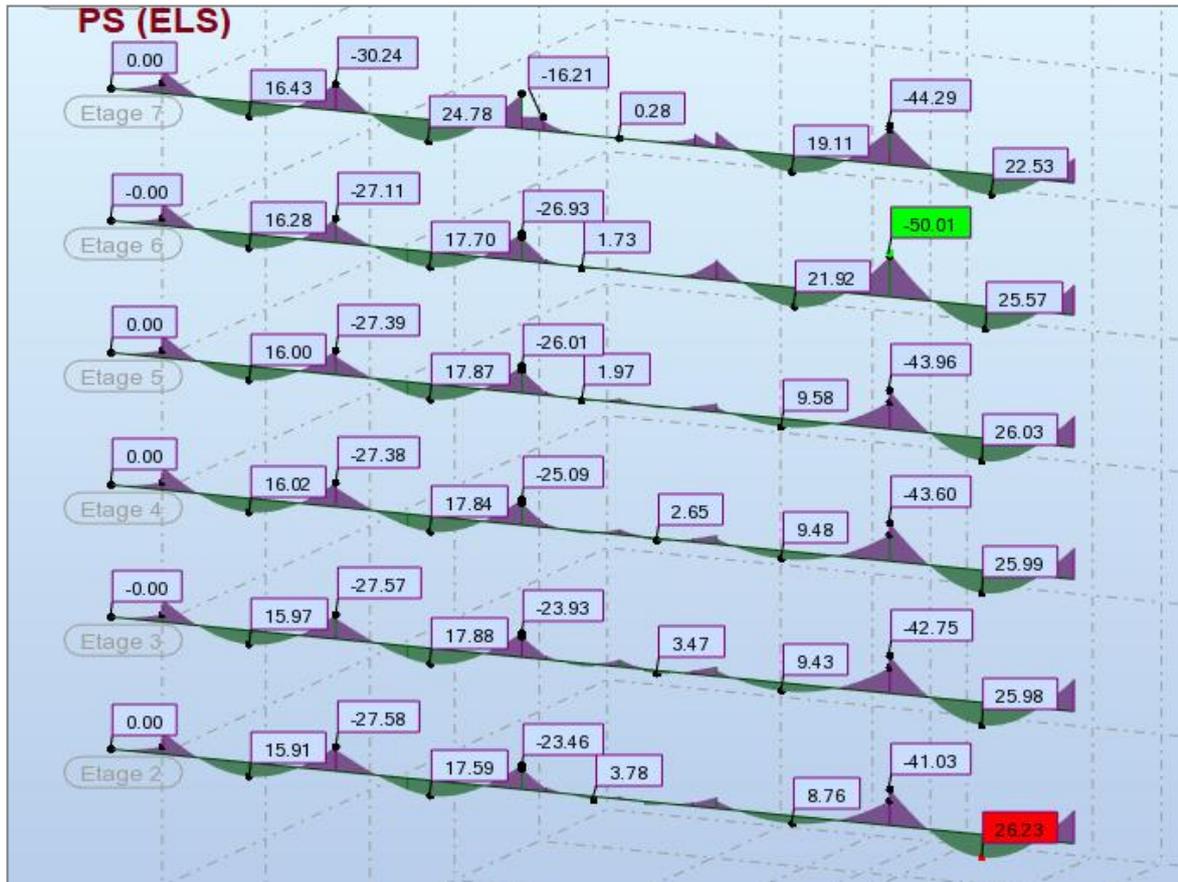


Figure V1.6 : Diagramme des poutres secondaires (ELS)

### VI.3.2.3 Ferrailage transversal :

➤ **Zone nodale :**

Suivant le RPA la zone nodale est calculée comme suit :

➤ La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

-Espacement :

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(10; 14,4)$$

On prend **s=10 cm**

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

---

➤ **Zone courante :**

-Espacement :

$$s = \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

➤ **La longueur minimum de recouvrement**

La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi$

$$L_{\min} = 40 * 1,2 = 48 \text{ cm}$$

## VI.3.2.4 Plan de ferrailage :

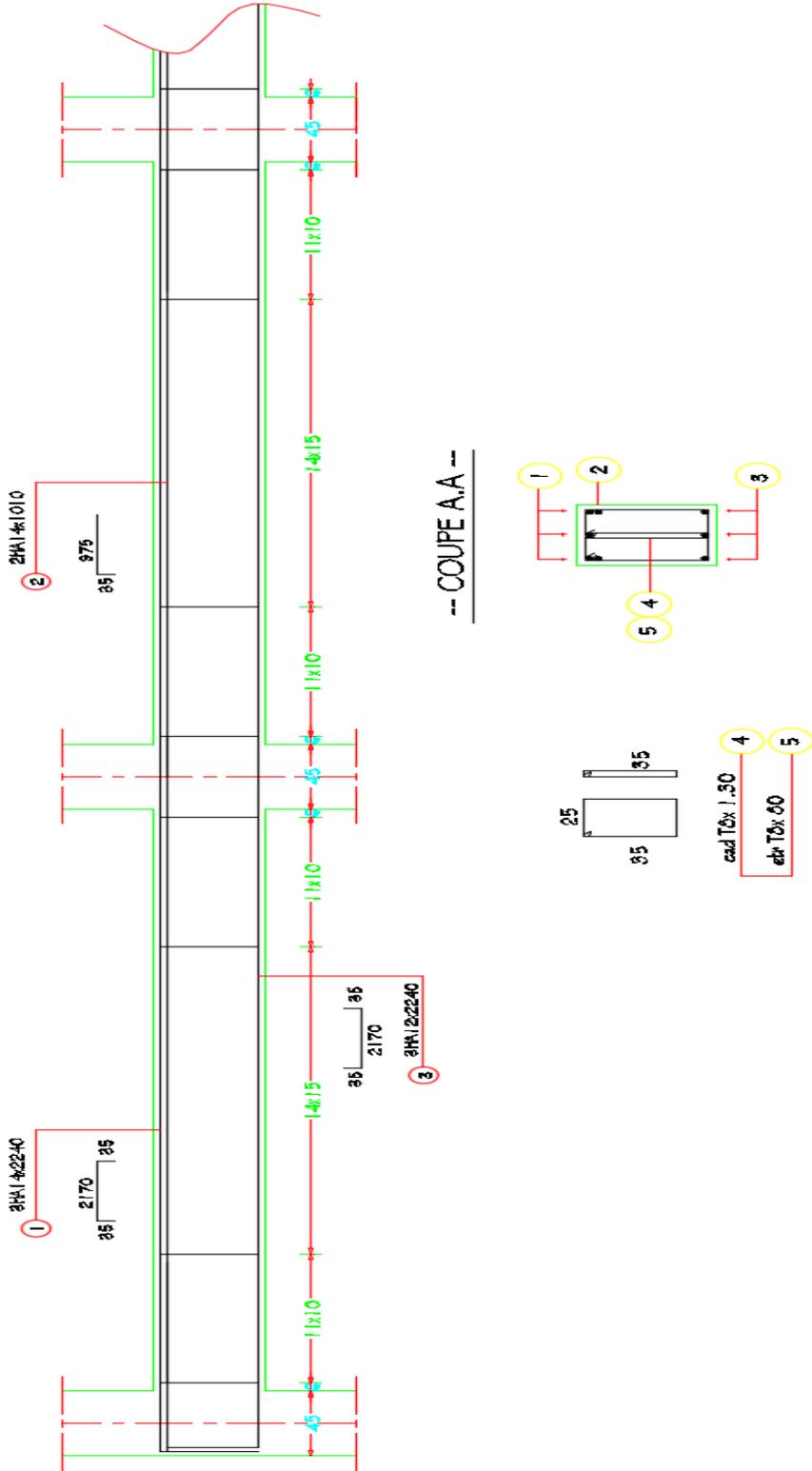


Figure VI.7 : Plan de ferrailage des poutres secondaires

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

### VI.3.3 Vérification des poutres aux états limites (ELU et ELS) :

#### VI.3.3 .1 Vérification des contraintes tangentielles (a l'ELU) : CBA93 (Art A.5.1.1)

- Il faut vérifier l'effort tranchant tel que :

$$\tau \leq \tau_{adm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \\ \tau_{adm} = \min \left( \frac{0,15}{\gamma_b} * f_{cj}; 4\text{MPa} \right) \end{array} \right.$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les diagrammes de l'effort tranchant dans les poutres :

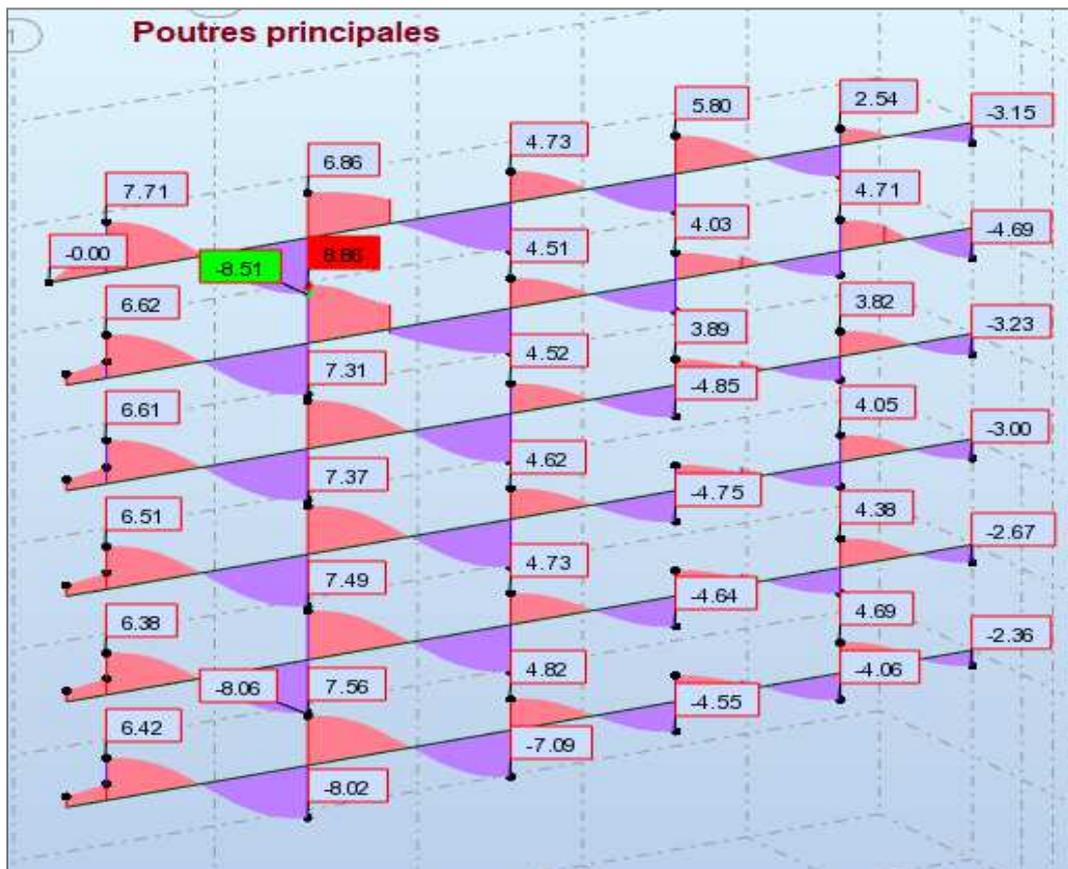


Figure VI.8 : Diagramme d'effort tranchant des poutres principales

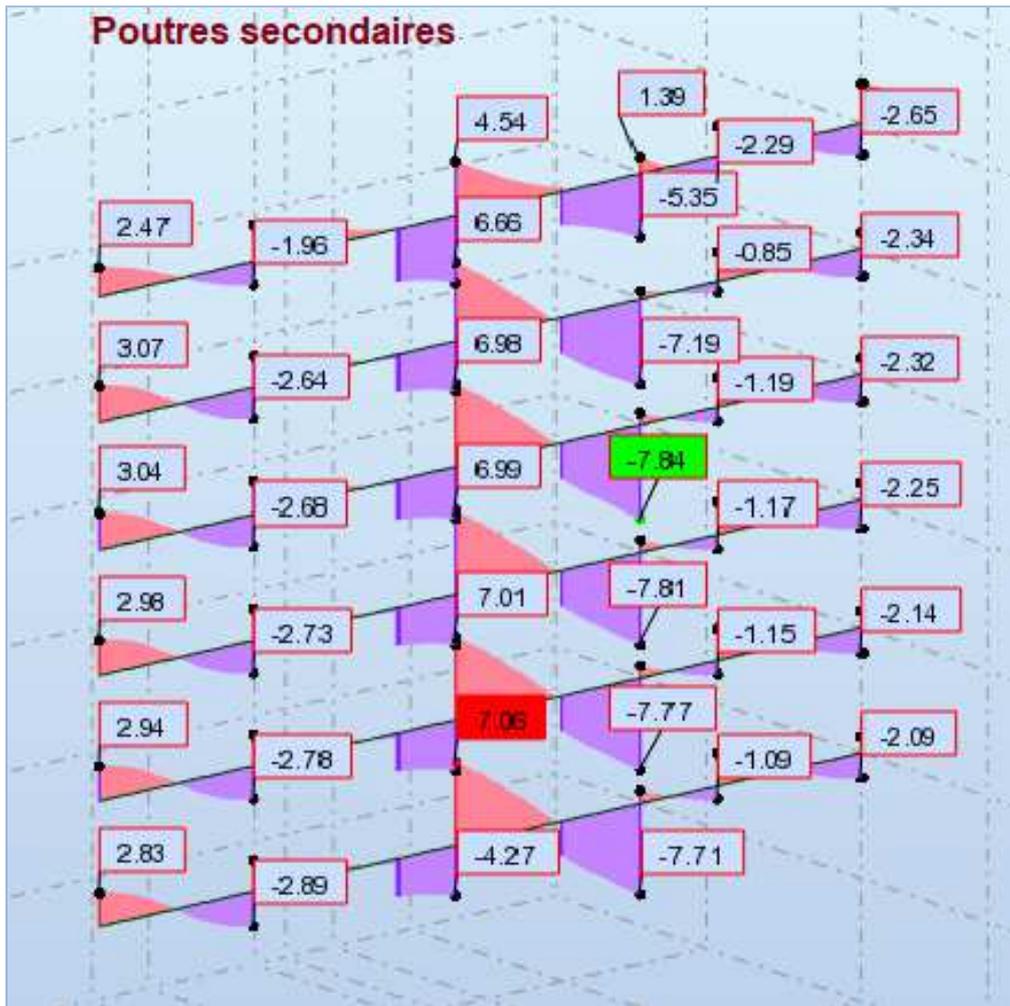


Figure VI.9 : Diagramme d'effort tranchant des poutres secondaires

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poutres	Vu(KN)	$\tau$ (MPa)	$\tau_{adm}$ (MPa)	Observation
Principales	88,6	1,18	2,5	vérifiée
secondaires	78,4	1,04		vérifiée

Tableau VI.5 : Résultats de la contrainte tangentielle

### VI.3.3.2 Vérification des la flèche a (l'ELS)

Il faut vérifier la flèche tel que :

$$\Delta f_t \leq f_{adm}$$

$\Delta f_t$  : flèche totale, calculée par le Robot expert BA

$f_{adm}$  : flèche admissible

$$L_{max} = 5,3m \quad ; \quad L_{max} = 5,3m \geq 5m \quad \text{Donc : } f_{adm} = 0,5cm + \frac{L_{max}}{1000}$$

Moments appliqués :

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

- Moment dû à la charge permanente (G) :

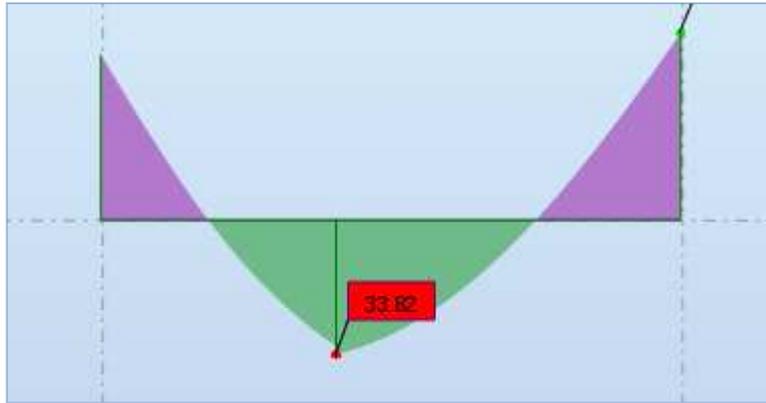


Figure VI.11 : Diagramme moment du a G

- Moment dû à la charge totale (G+Q) :

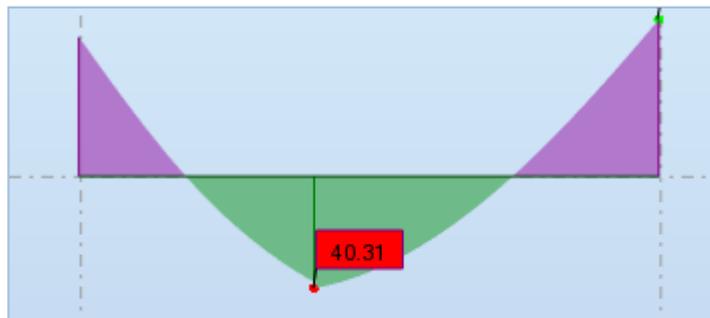


Figure VI.12 : Diagramme moment du a (G+Q)

Donc  $\Delta f_t = 5 \text{ mm} < 10,3 \text{ mm}$  CV

### VI.4 Les voiles :

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

- ❖ G+Q±E
- ❖ 0.8G±E

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

### VI.4.1 Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{min}=0,2\%*L_t*e$  avec  $L_t$ : longueur de la zone tendue ;  $e$ : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

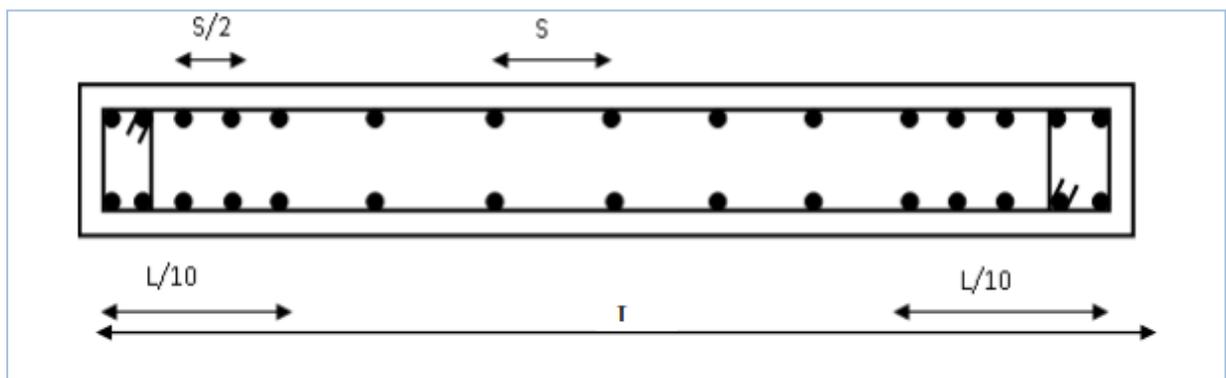


Figure VI.12 : Disposition des armatures verticales

### VI.4.2 Armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  avec une longueur égale à :  $10 \times \varphi$

### VI.4.3 Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par  $1m^2$  au moins.

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

### Exemple de calcul :

On prend comme exemple le voile V2 :

- Voile V2 : (Niveau RDC)

L=3,45 m

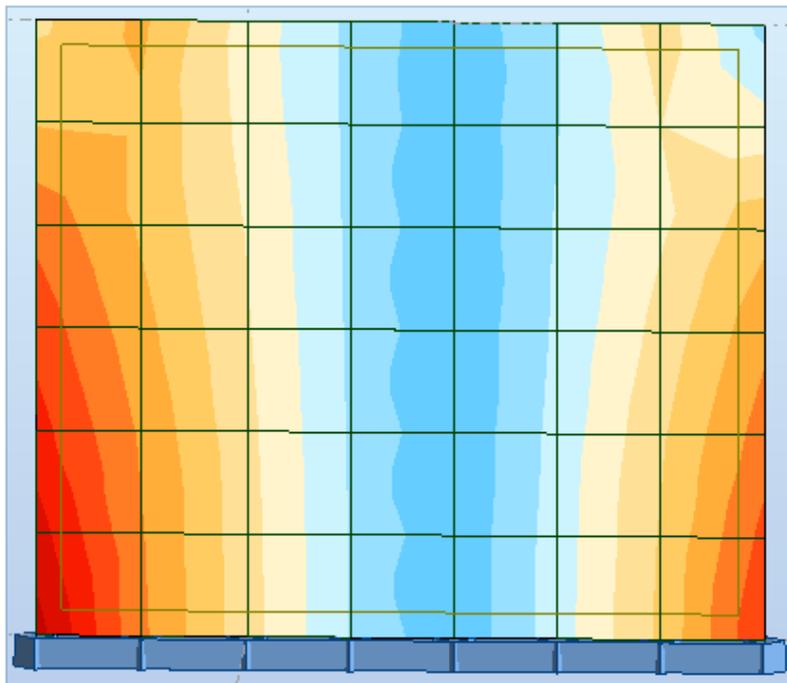


Figure VI.13 : Sollicitation dans le voile V2

### Tableau de résultats :

1ere bande				2eme bande		3eme bande			
Niv	N(KN/m)	As(cm2)	Aad(cm2)	As	Aadp	Niv	N(KN/m)	As(cm2)	Aad(cm2)
1er niv	1200	30	8HA16+8HA16=32,17	9,18	HA14 esp20	1er niv	1100	27,5	8HA16+8HA16=32,17
2eme niv	800	20	8HA14+8HA12=21,37	9,18	HA12 esp20	2eme niv	900	22,5	8HA14+8HA12=21,37
3eme niv	600	15	8HA12+8HA12=18,1	9,18	HA12 esp20	3eme niv	700	17,5	8HA12+8HA12=18,1
4eme niv-8niv	450	11,25	8HA12+2HA12=11,31	9,18	HA12 esp20	4eme niv-8niv	500	12,5	8HA12+4HA12=13,57

Tableau V1.6 : Résultats du ferrailage de voile

## VI.4.4 Plan de ferrailage :

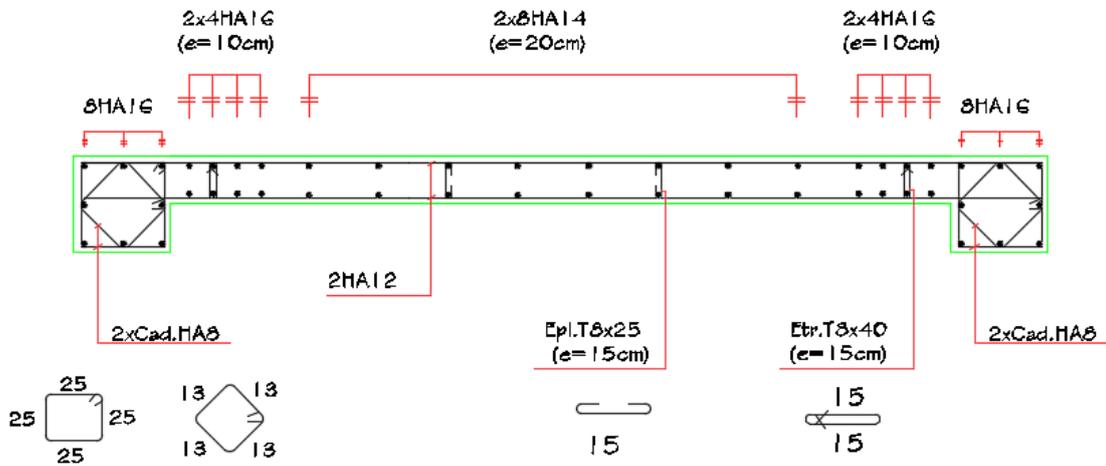


Figure VI.14 : Plan de ferrailage du voile

## VI.4.5 Voile avec ouverture :

Exemple de calcul :

(On prend V3)

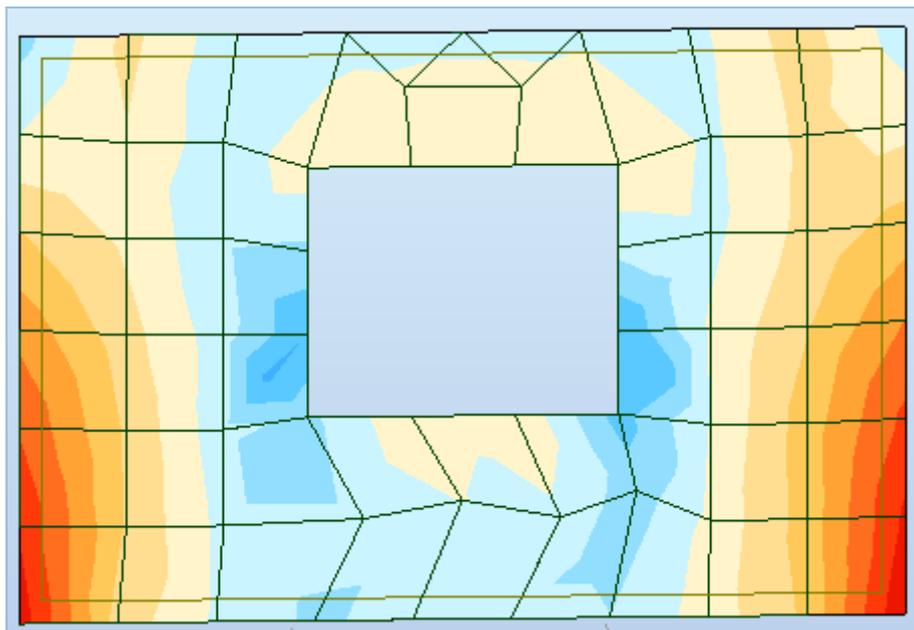


Figure VI.14 : Sollicitation dans le voile V3

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

---

**Linteaux :**

**Contrainte limites de cisaillement dans les linteaux**

$$\tau_b \leq \tau_{b\text{adm}} = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} = \frac{V}{b_0 \cdot (0,9 \cdot h)} \leq \tau_b$$

$$\tau_b = 2,99 \text{ MPA}$$

$$\tau_{\text{limite}} = 0,06 \cdot f_{c28} = 0,06 \times 25 = 1,5$$

Donc:  $\tau_b \geq \tau_{\text{limite}}$

Alors : dans ce cas la disposition des armatures diagonale  $A_D$  est obligatoirement d'après **RPA (art 7.7.3.2)**

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule suivant :

$$A_D = 0,15 \cdot \% \cdot b \cdot h = 0,0015 \cdot 20 \cdot 113 = 3,39 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_D = 4\text{HA}12$

Les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) se fait suivant les minimum réglementaires (art 7.7.3.2 RPA99/2003)

**Les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs) :**

$$A_l, A_l' \geq 0,0015 b h$$

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

$$h = 113 \text{ cm}$$

$$A_l, A_l' \geq 3,39 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

**Le ferrailage des armatures courantes :**

$$A_c \geq 0,0020 b h$$

$$A_c = 4,52 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

Le ferrailage des armatures transversales :

On a :  $\tau b > 0,0025 f_c 28$

$s=28,25\text{cm}$

$$A_t \geq 0,0015 b s$$

$$A_t = 1,42 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $2\text{HA}12=2,26$

**VI.4.6 Plan de ferrailage :**

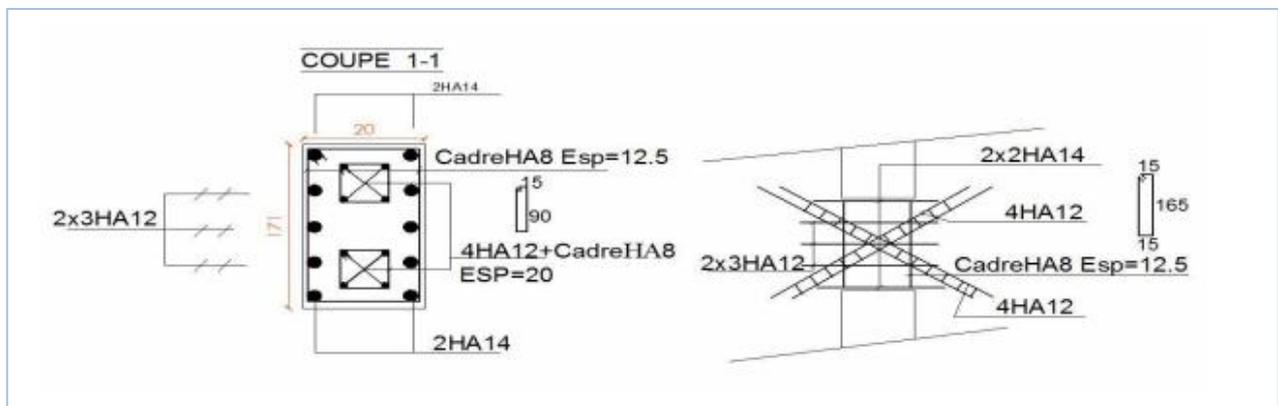


Figure VI.15 : Plan de ferrailage de linteaux

### VI.5 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été ferrillés par le ferrillage minimum du **RPA99/2003**. Les poutres et les voiles de contreventement ont été ferrillés en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ROBOT**. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du **RPA99/2003**.

**CHAPITRE VII**  
**FERRAILLAGE DES ELEMENTS**  
**SECONDAIRES**

# Chapitre VIII : Ferrailage des éléments secondaires

## VII.1 Les planchers à corps creux :

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

### VII.1.1 Les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme des poutres continue, selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables et avec une fissuration préjudiciable.

#### Charge revenant aux poutrelles :

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

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



Figure VII.1 : Diagramme moment fléchissant de poutrelle à ELU.

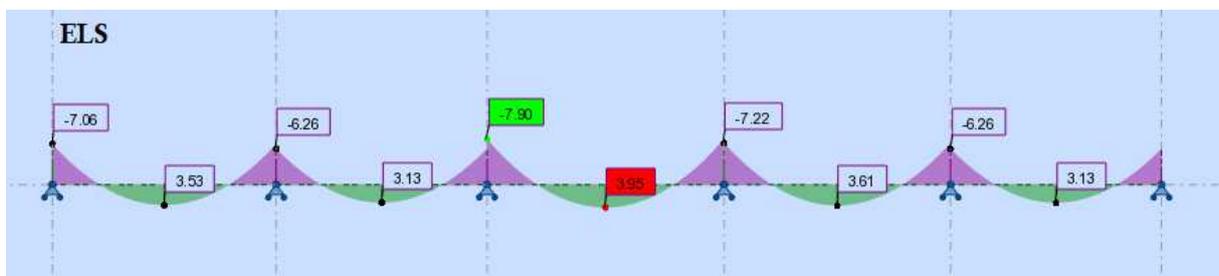


Figure VII.2 : Diagramme moment fléchissant de poutrelle à ELS

Les moments suivant la direction des poutrelles elle été résumés dans le tableau suivant :

En travée		En appuis	
ELU	ELS	ELU	ELS
5.46	3.95	10.92	7.90

Tableau VII.1 : Sollicitations maximales dans les poutrelles

## Chapitre VIII : Ferrailage des éléments secondaires

### VII.1.2 Ferrailage :

- **En travée** : Le calcul se fera pour une section en Té soumise à la flexion.
- **En appuis** : La table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

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

Amin (Cm <sup>2</sup> )	En travée		En appuis	
	A <sub>cal</sub>	Choix	A <sub>cal</sub>	Choix
0,24	1.2	2 HA10 = 1.57	2.40	2HA12 = 2.26

Tableau VII.2: Ferrailage des poutrelles

### VII.1.3 Ferrailage de la dalle de compression :

La table de compression est armée d'un quadrillage d'armatures constituées par une nappe de treillis soudés, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

⇒ Donc on choisit un treillis soudé d'un quadrillage à maille de dimension (150x150)

### VII.1.4 Plan de ferrailage :

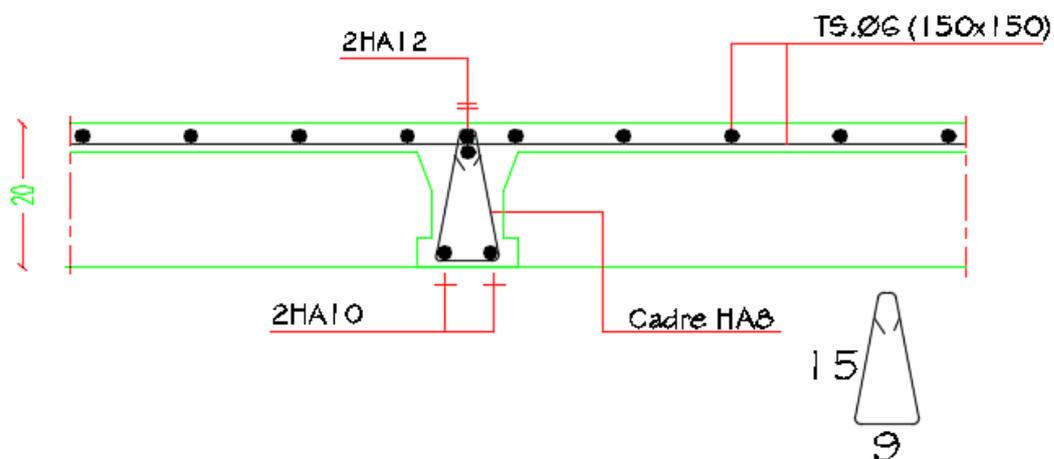


Figure VII.3 : Plan de ferrailage de poutrelle

## Chapitre VIII : Ferrailage des éléments secondaires

### VII.2 Ferrailage de balcon :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrailée en flexion simple.

Le balcon se calcul comme une console soumise à son poids propre et à une surcharge d'exploitation. Le calcul se fait pour une bande de 1m à la flexion simple.

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		Melu (Kn.m)	Mels(Kn.m)	As cal(cm <sup>2</sup> )	As adop(cm <sup>2</sup> )	Fadop	espacement
sens X	travée	3,6	2,4	2,2	2,51	5HA8	20
	appui	12,71	8,49	4,7	4,71	6HA10	15
sens Y	travée	2,48	1,2	2,2	2,51	5HA8	20
	appui	7,5	5,05	2,7	3,02	6HA8	15

Tableau VII.1 : Ferrailage de balcon

#### VII.2.1 Plan de ferrailage :

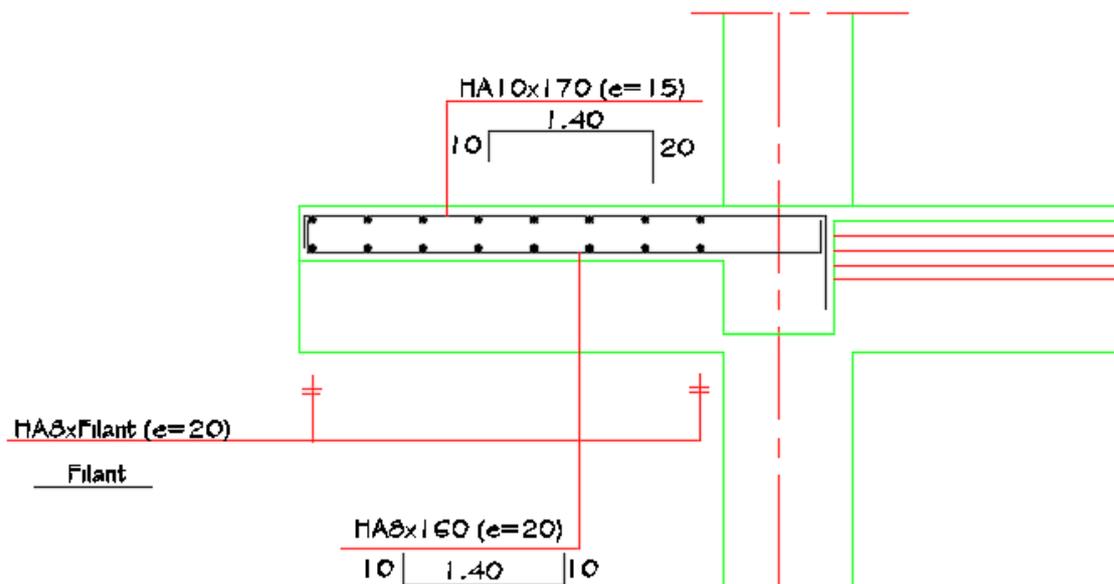


Figure VII.4 : Plan de ferrailage de balcon

## Chapitre VIII : Ferrailage des éléments secondaires

### VII.3 Les Escaliers :

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 trois volets donc on va étudier uniquement la volée 2 et les résultats obtenus vont être appliqués sur les autres volées.

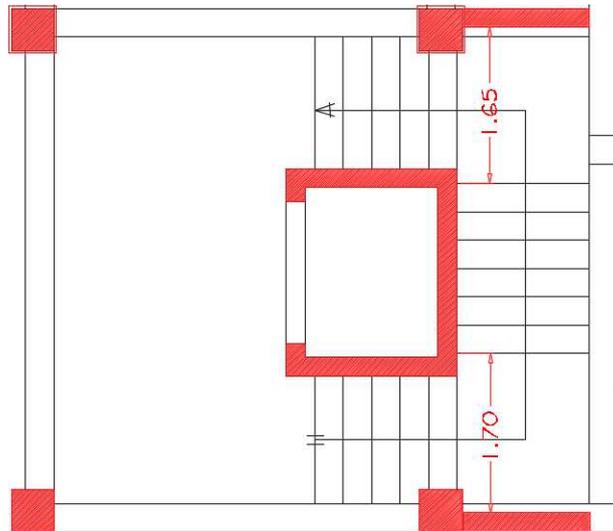


Figure VII.4 : Vue en plan de l'escalier

### Evaluation des charges :

Le chargement qui revient sur l'escalier :

Les sollicitations calculées par ROBOT sont présentées dans la figure ci-après : (poutre simplement appuyée)

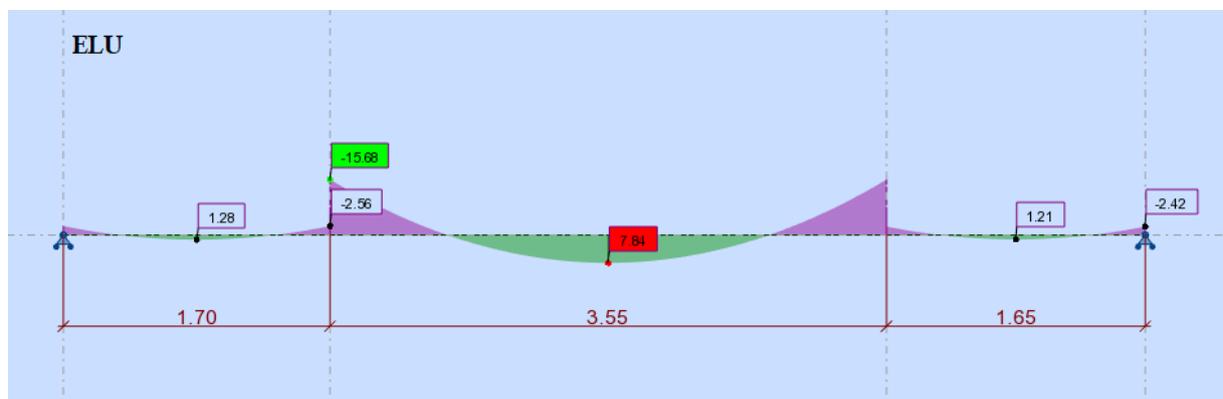


Figure VII.5 : Sollicitation d'escalier a ELU

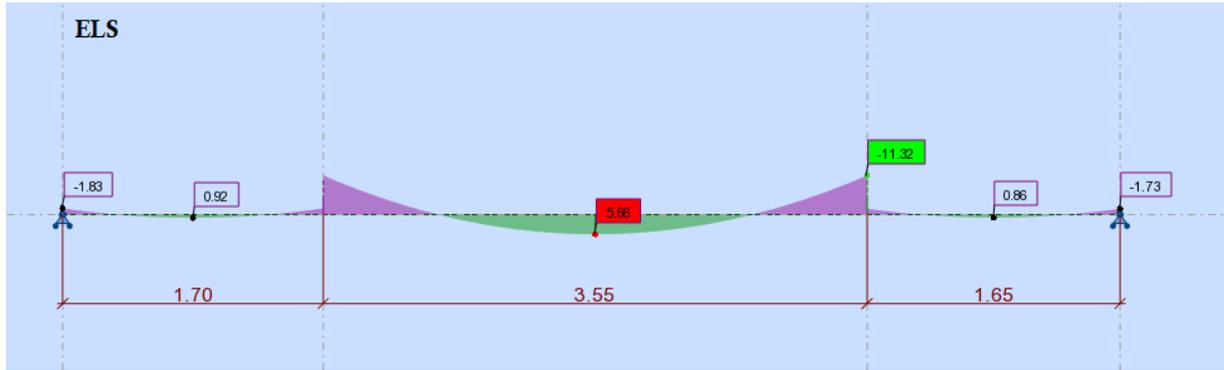


Figure VII.6 : Sollicitation d'escalier a ELS

### VII.3.1 Le Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire de largeur  $b = 100$  cm et de hauteur  $h = 15$  cm (épaisseur du palier).

On utilise le logiciel Robot Structural pour calculer les sollicitations et le Robot Expert pour calculer la section d'armature.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	$M_{ELU}$ (KN.m)	$M_{ELS}$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	Armatures
Travée	7.84	5.66	2.40	2.26	HA12 esp=20
Appui	15.68	11.32	5.0	4.62	HA14 esp=20

Tableau VII.4 : Récapitulatifs de ferrailage d'escalier.

### VII.3.2 Plan de ferrailage :

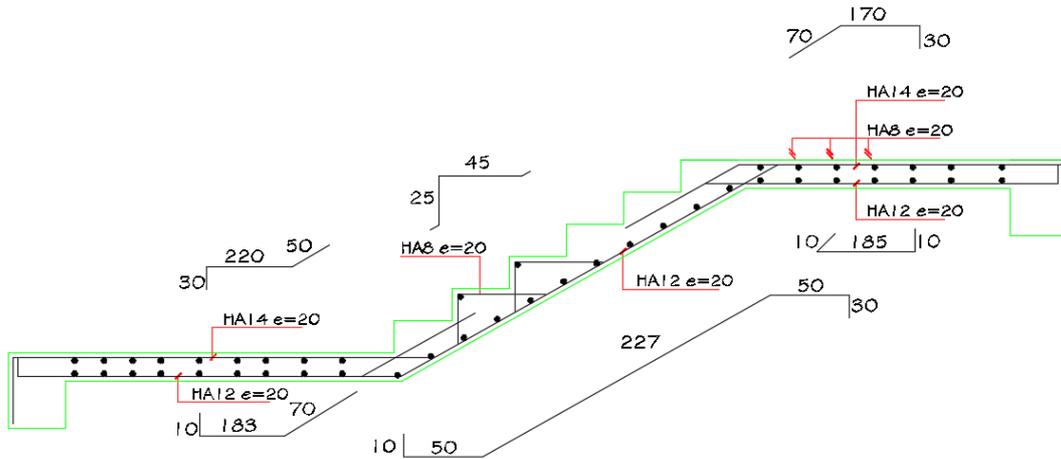


Figure VII.7 : Plan de ferrailage d'escalier

### VII.4 L'étude des longrines :

Le rôle de longrine est de relier les point d'appuis d'un même bloc, a tout dispositif équivalant tendant s'opposer au déplacement relatif de ces point d'appuis dans le plan horizontal.

#### VII.4.1 Dimensionnement de longrine :

Dans notre cas les dimensionnements des longrines sont :

- longrine 1 (30\*40)
- longrine 2 (30\*45)

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20$$

$$Nu=236,04 \text{ t}$$

$$F = \frac{236,04}{12} = 19,67 \text{ t} = 196,7 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée

### VII.4.2 Le ferrailage :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm , 15 $\phi$ ) d'après le **RPA 99version 2003**.

**Pour longrines 1 (30\*40) :**

$$A_{min} = 0,6\% (b \cdot h)$$

$$A_{min} = 0,6\% (30 \cdot 40)$$

$$A_{min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **6HA12** = 6,78 cm<sup>2</sup>

**Pour longrines 2 (30\*45) :**

$$A_{min} = 0,6\% (b \cdot h)$$

$$A_{min} = 0,6\% (30 \cdot 45)$$

$$A_{min} = 8,1 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **6HA14** = 9,24 cm<sup>2</sup>

# Chapitre VIII : Ferrailage des éléments secondaires

## VII.4.2 Plan de ferrailage :

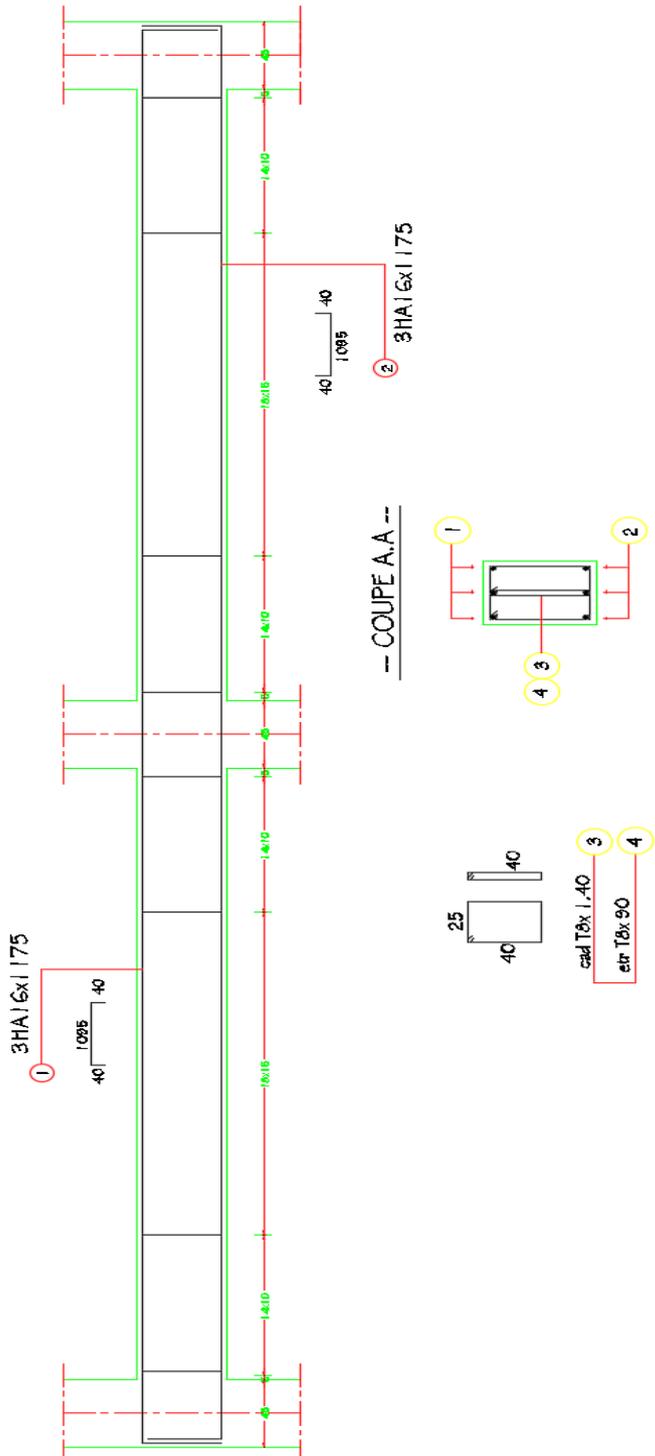


Figure VII.8 : Plan de ferrailage des longrines

## Chapitre VIII : Ferrailage des éléments secondaires

### VIII.5 Comparaison entre les deux études de ferrailages:

La section		Notre ferrailage et section adopté(cm2)	Le ferrailage et la section adopté par le bureau
Poteaux (45*45)		4HA16+8HA14= 20,36	8HA16+4HA14=22,24
Poutre P (30*45)	travée	3HA14+HA12= 5,75	3HA14+2HA12=6,88
	appui	3HA14+3HA12=8,01	6HA14=9,24
Poutre S (30*40)	travée	3HA12=3,39	3HA14+2HA12=6,88
	appui	3HA12=3,39	3HA14+2HA12=6,88
Voile Ep = 20cm	Bande 1,3	16HA16= 30	12 HA16=24,13
	Bande 2	16HA14=24,63	24HA16=48,25
Poutrelle	travée	2HA10=1,57	3HA10=2,36
	appui	2HA12=2,26	2HA12=2,26
Balcon(X-X) (ep=15 cm)	travée	5HA8=2,51	3HA12 =3,39
	appui	6HA10=4,71	3HA12+3HA10 =5,75
Balcon(Y-Y) (ep=15 cm)	travée	5HA8=2,51	3HA10 =2,36
	appui	6HA8=3,02	3HA12= 3,39
Escalier (100*15)	travée	2HA12=2,26	2HA14=3,08
	appui	4HA14=4,62	4HA14=6,16
Nervures Nx(45*80)	travée	10HA16+4HA14=26,27	8HA16+2HA12=18,35
	appui	12HA16=24,13	6HA16+4HA14=18,22
Nervures Ny(45*80)	travée	8HA16+4HA14=22,24	10HA16+2HA14=23,18
	appui	14HA16=28,15	12HA16+4HA14=30,28
Dalle radier Mx (Ep=40)	travée	HA14 esp 10	HA14 esp15
	appui	HA16 esp 10	HA16 esp15
Dalle radier My (Ep=40)	travée	HA12 esp 15	HA14 esp15
	appui	HA14 esp 10	HA14 esp15
<b>La somme</b>		<b>219,78</b>	<b>243,28</b>

Tableau VII.8: Comparaison entre les deux ferrailages

### VIII.6 Conclusion :

D'après le tableau de comparaison entre notre étude et celle initiale (de bureau d'étude), on a constaté que notre calcul de ferrailage est plus optimisée par rapport à celui du bureau d'étude qui un peu surestimé par 23.50cm<sup>2</sup> et ce équivalant à 12HA16.

**CHAPITRE VIII**  
**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

### VIII Etude de sol :

#### VIII.1 Le rapport géotechnique :

##### VIII.1.1 Essais sur site (in-situ) :

Ces essais permettent d'appliquer des sollicitations sur le sol dans son milieu naturel et de s'affranchir en grand partie du remaniement inévitable avec les échantillons.

- (02) sondages carottés de 9 mètres de profondeur chacun.

Les sondages carottés sont des puits profonds qui permettent de :

Connaître les différentes couches qui constituent notre site, Prélever des échantillons, afin de les soumettre aux essais de laboratoire.



Figure VIII.1 : Sondage carotté

La réalisation de sondages carottés fait apparaitre la nature du sol suivante :

Profondeur (m)	Sc1
0,0 à 6,0	Remblais
6,0 à 7,0	Argile graveleuse de couleur grise
7,0 à 7,5	Argile avec altération de gneiss
7,5 à 9,0	Argile limoneuse de couleur jaunâtre

Profondeur (m)	Sc2
0,0 à 6,0	Remblais
6,0 à 7,5	Argile avec altération de gneiss
7,5 à 9,0	Argile graveleuse de couleur grise

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

---

- (02) forages pressiométriques de 9 mètres de profondeur chacun.

Il consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique dilatable radialement, placée dans un forage préalable. Il est conçu pour évaluer à partir des diagrammes effort-déformation les caractéristiques mécanique du sol systématiquement tous les mètres (évaluation de la pression limite de rupture PL en bar et du module de déformation E en bar).



Figure VIII.2 : Forages pressiométriques

### VIII.1.2 Les essais au laboratoire

A fin de l'exécution des sondages, les échantillons récupérés ont été soumis aux essais physiques, mécaniques et chimiques.

**Quelques essais physiques :**

**La teneur en eau :**

C'est le rapport du poids de l'eau au poids des grains solides d'un certain volume du sol, elle s'exprime en pourcentage.

$$W = P_w / P_g (\%)$$

**Le degré de saturation :**

Il indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme étant le rapport du volume de l'eau au volume des vides (%).

$$SR = (V_w / V_v) \times 100$$

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

### Recherche de la limite de plasticité :

Pour déterminer la limite de plasticité, on roule l'échantillon de cylindre amincir progressivement, la limite de plasticité est la teneur en eau du cylindre qui se brise en petites tronçons de 1 à 2 cm de longueur ou moment où sont diamètres atteints 3 mm.

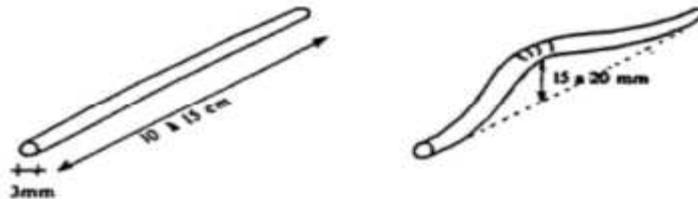


Figure : Détermination de limite de plasticité

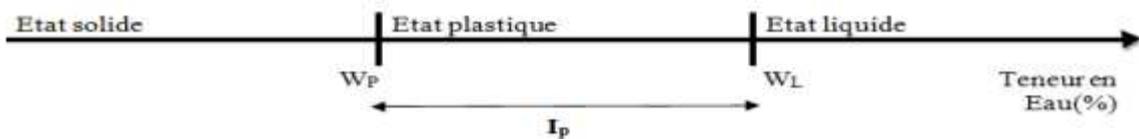


Figure VIII.3 : Les limites d'Atterberg

### Les essais mécaniques :

#### Résistance au cisaillement

L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne  $\phi$  et sa cohésion C.

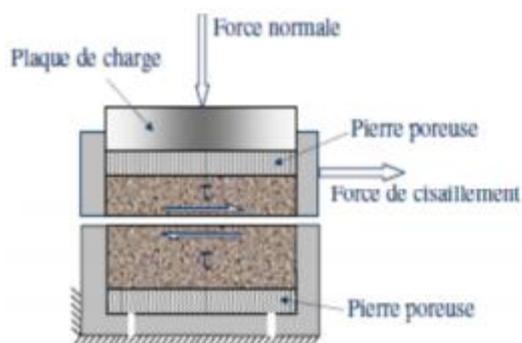


Figure VIII.4 : Essai de cisaillement à la boîte

### Les essais chimiques :

Détermination de la teneur en carbonates.

Détermination de la teneur en chlorures.

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

---

Détermination de la teneur en gypse.

Détermination de l'insoluble.

### VIII.1.3 L'essai à la plaque :

#### L'objectif :

Mesurer la façon dont un sol, ou une plateforme se déforme sous l'application d'une lourde charge. Cette méthode est normalisée et fait référence à la norme **NF P 94-117-1**. Pour que cet essai puisse être réalisé, il faut vérifier que le plus gros diamètre des granulats qui constituent la plateforme ne dépasse pas 200 mm.



Figure VIII.5 : Essai de plaque

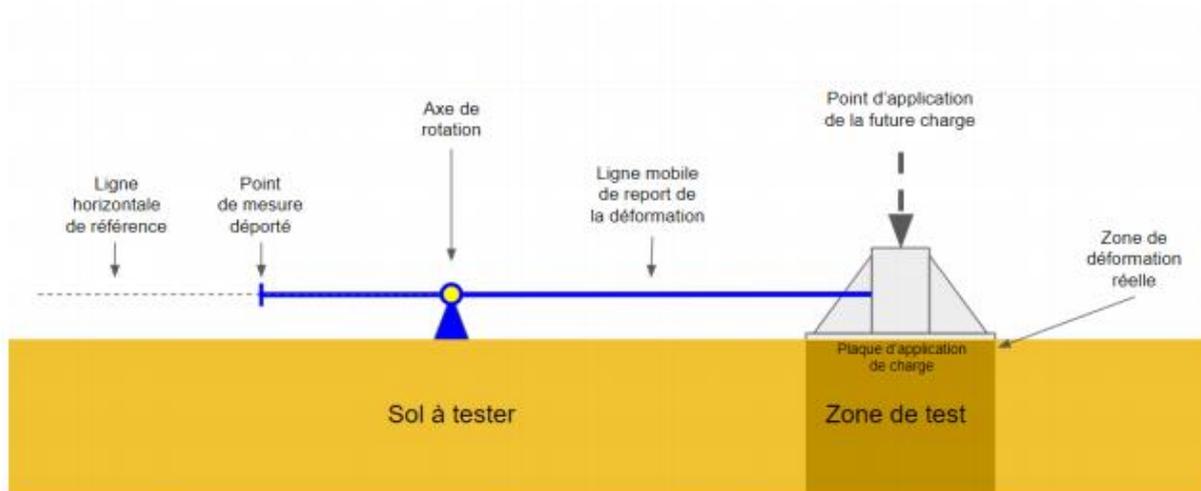
#### Le principe :

Le principe de l'essai est simple. On mesure la déformation du sol non pas à l'endroit où elle se produit (zone de déformation réelle), mais en un point de mesure déportée.

Pour cela on utilise une poutre droite articulée qui matérialise une ligne de report de la déformation, et qui pivote autour d'un axe fixe. Lorsque le dispositif est à vide, c'est à dire que la zone de sol à tester n'est soumise à aucune charge, la ligne de report de déformation est confondue avec la ligne de référence. C'est normal. Sans charge appliquée sur la plaque, la déformation du sol sous la plaque d'application de charge est nulle, comme le montre le schéma ce dessous.

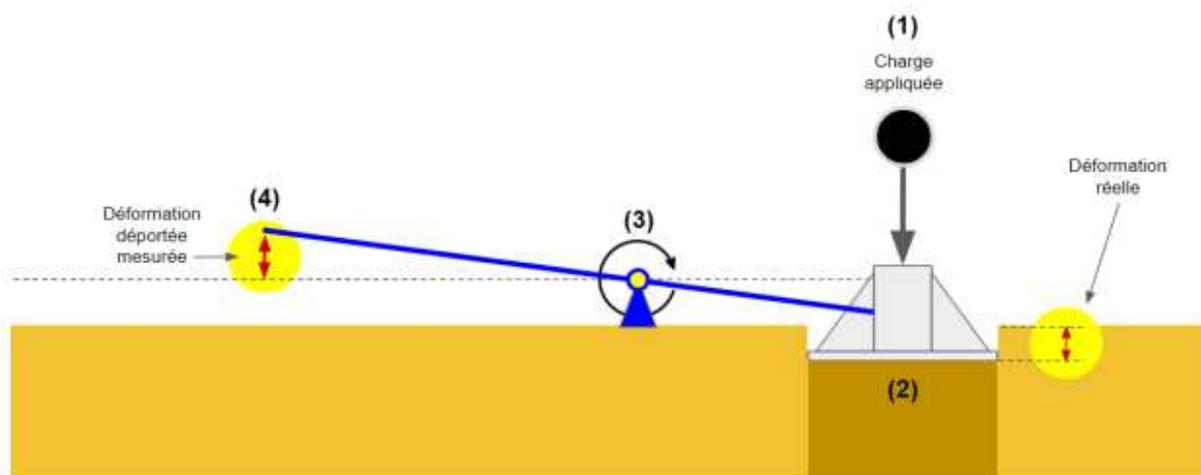
## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

### Dispositif à vide



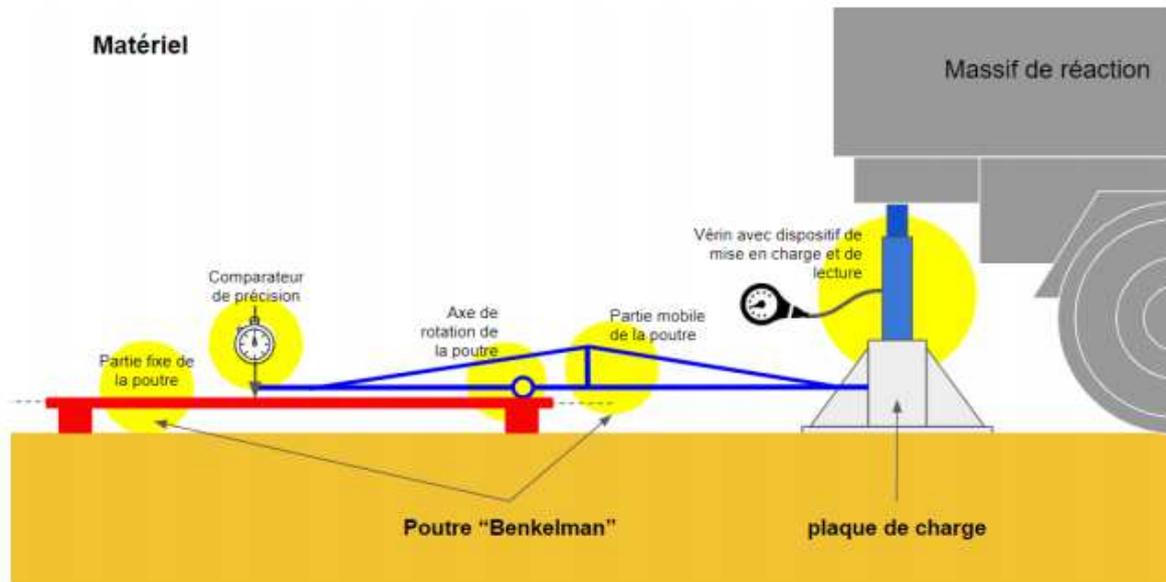
Lorsque le dispositif est mis en charge, c'est à dire qu'on applique une lourde charge sur la plaque de charge (1), le sol s'enfonce sous la plaque (2). La ligne mobile (3) pivote alors autour de son axe, et l'extrémité libre au niveau du point de mesure (4) se déplace vers le haut. On peut alors mesurer le soulèvement et en déduire l'enfoncement sous la plaque, comme l'indique le schéma ci-dessous.

### Dispositif en charge



Maintenant que le principe de l'essai est maîtrisé, regardons le matériel dont il faut se servir en réalité.

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure



### Massif de réaction :

Pour pouvoir appliquer la charge sur la plaque de charge, le vérin doit prendre appui sur un objet solide et immobile appelé "massif de réaction". On utilise en général un engin présent sur le chantier comme un 6X4 ou une pelle hydraulique.

### Plaque de charge :

Elle sert à appliquer et à répartir la charge du massif de réaction sur une surface connue et uniforme. Elle est mise en place sur un fin lit de sable qui assure une parfaite répartition de la charge sur la plateforme.

### Vérin :

Il prend appuis entre le massif de réaction et la plaque de charge. Ce vérin est équipé d'une pompe hydraulique qui permet de mettre en charge le système. Un manomètre est généralement intégré à la pompe afin de contrôler la charge à appliquer.

### Poutre dite de "Benkelman" composée :

- D'une partie fixe, horizontale, posée sur la plate-forme dont on veut mesurer la déformation. Cette partie fixe sert de support au comparateur de précision. Elle supporte également la partie mobile par l'intermédiaire d'un axe de rotation.
- D'une partie mobile, qui fait la liaison entre la plaque de charge et le comparateur. Cette partie pivote autour de l'axe de rotation lorsque la plaque s'enfonce dans la plateforme sous l'effet de la charge, et transmet la déflexion (l'enfoncement) du sol au comparateur.

### Le comparateur de précision :

Placé à l'extrémité de la poutre, il mesure la déflexion (l'enfoncement) du sol sous la poussée du vérin placé entre la plaque de charge et le massif de réaction.

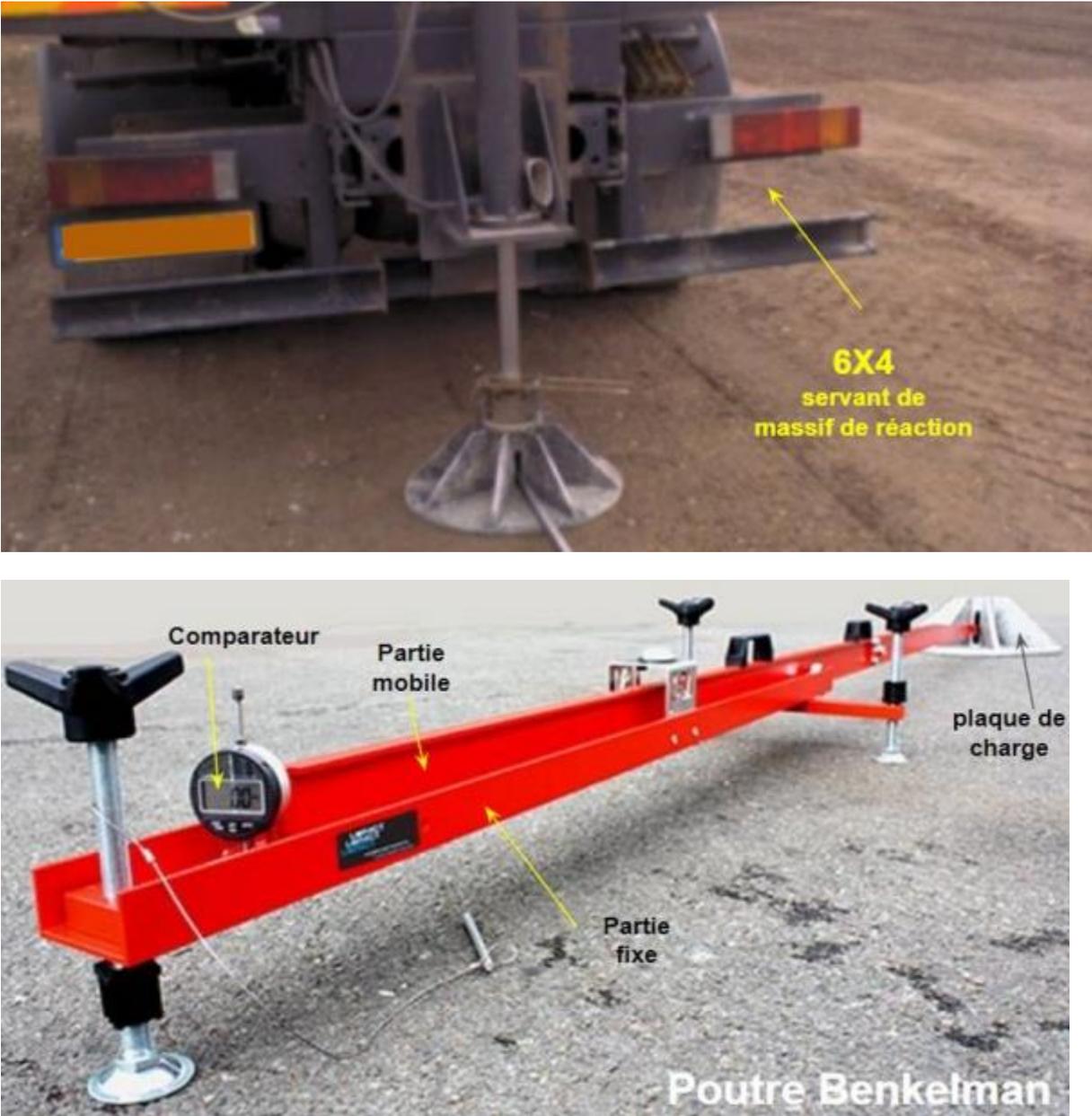


Figure VIII.6 : Poutre Benkelman



**Figure VIII.7 : Vérin hydraulique et plaque de charge**

Cet essai à la plaque a pour objectif de mesurer la déformabilité d'un sol. Cela revient à déterminer un indicateur de pression appelé "module sous chargement statique à la plaque" encore désigné par EV2, et qui s'exprime en (MPa).

On désigne aussi EV2 sous le terme de "Portance du sol".

**EV2**  
Module sous charge  
**statique**  
à la plaque

 Pression au manomètre du vérin hydraulique en MPa.

Diamètre de la plaque utilisée en mm. 

$$\text{EV2} = \frac{\pi}{4} \times \frac{P \times \varnothing}{Z_2}$$

en MPa.

Valeur relevée de la déflexion en mm. 

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

---

### Déterminer EV2 nécessite :

- Un massif de réaction supérieur à 8 tonnes. Un 6X4 chargé fait très bien l'affaire.
- Un vérin de 200 KN
- D'effectuer 2 cycles successifs de mise en charge d'une plaque de 60 cm de diamètre, à vitesse constante de 80 daN/s.

### 1er cycle de chargement :

1. On monte progressivement en charge de 0 à 0,25 MPa à la vitesse de 80 daN/s,
2. On maintient la pression jusqu'à stabilisation de la déformation (< 0,02 mm / 15 sec.)
3. On mesure sur la poutre l'enfoncement  $Z_0$  en mm.
4. On redescend la pression à 0.

### 2ème cycle de chargement :

1. On remonte progressivement en charge de 0 à 0,20 MPa à la vitesse de 80 daN/s,
2. On attend la stabilisation de la déformation (< 0,02 mm / 15 sec.)
3. On mesure sur la poutre l'enfoncement  $Z_2$  en mm.
4. On redescend la pression à 0.
5. On retient la valeur  $Z_2$  du 2ème cycle de charge.
6. On a alors toutes les données pour calculer EV2.

Portance minimale du sol support à obtenir, avant mise en œuvre des couches de formes et de chaussées selon recommandation GTR 93	
EV2 (MPa)	Type de couche à mettre en œuvre sur le support testé
> 15 à 20	Couche de forme en matériaux non traités.
> 35	Couche de forme en matériaux traités.
>50	couches de chaussée.

### Conclusion :

Les résultats de cette vérification (essai à la plaque) montrent bien que le sol support substitué par le matelas d'enrochement présentent des caractéristiques géo mécaniques satisfaisantes aptes à recevoir la charge transmise par l'ouvrage ( $Q=1.60$  bars).

# Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

## IX Etude des fondations :

### IX.1 Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol, les fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, les fondations profondes) et cela de façon à limité les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

### IX.2 Choix du type des fondations :

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

- Les Charges transmises au sol.
- Assurer la stabilité de la structure.
- Adopter un choix économique.

#### IX.2.1 Les semelles isolées :

##### Le pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_u$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A * B \geq \frac{N_u}{\delta_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

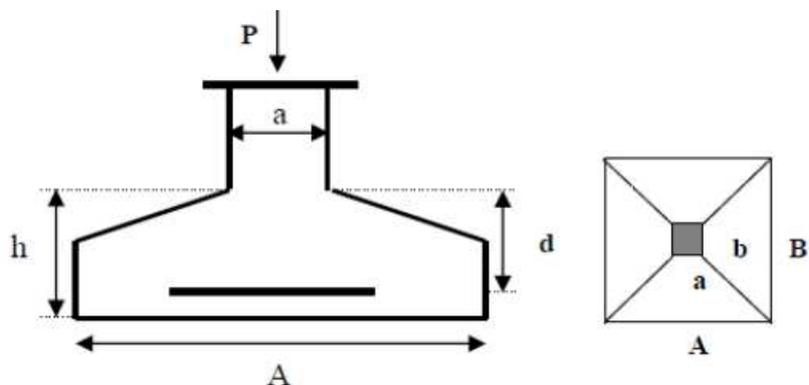
$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\delta}}$$

On a :

$$N_u = 2360,4 \text{ KN}$$

$$B = 3,84 \text{ m}$$



$$\delta = 160 \text{ KN/m}^3$$

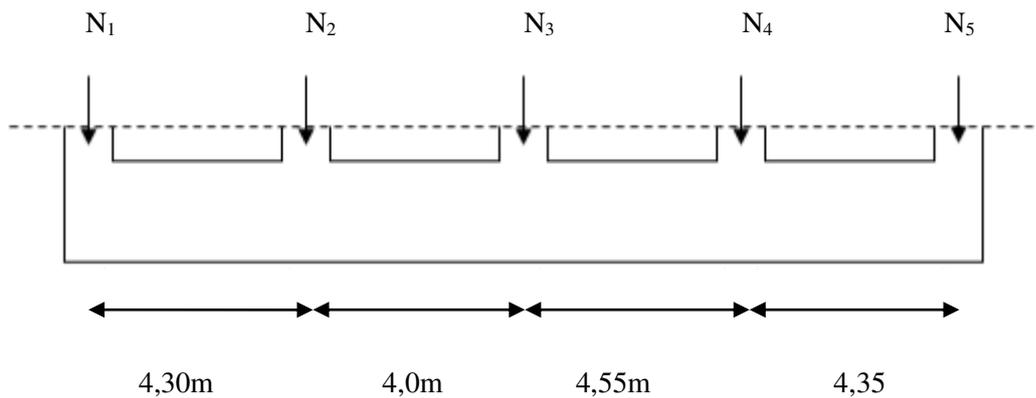
## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

### Remarque :

On remarque qu'il y'a un risque de chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclure.

### IX.2.2 Les semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux N1, N2, N3, N4, N5.



$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \gg \mathbf{B} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

### Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 = 9739,6 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{9739,6}{160 * 21,65} = 2,81m$$

### Remarque :

Vu la distance entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il ya chevauchement entre les deux semelles donc on doit passer a radier général.

# Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

## IX.2.3 Le radier général :

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

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

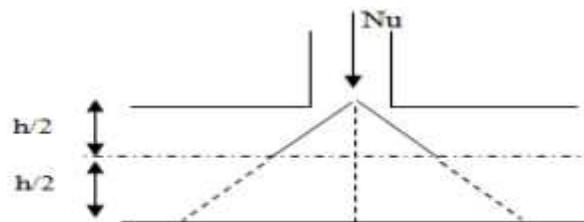
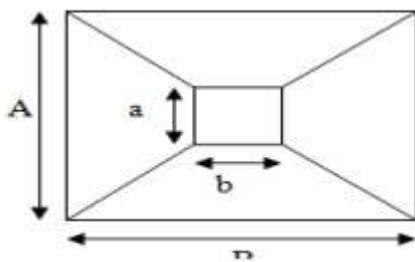
### Pré dimensionnement

Détermination de l'épaisseur du radier :

$$e_r \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$$

On adopte :  $e_r = 55 \text{ cm}$

### Vérification au poinçonnement



Il faut vérifier que :

$$Nu \leq 0,045 \times Uc \times h \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{BAEL99 (article A.5.2,4,1)}$$

Avec :

$Nu$  : L'effort normal de calcul.

$h$  : l'épaisseur du radier.

$Uc$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

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

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} A = 45 + 55 \\ B = 45 + 55 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} A = 100 \text{ cm} \\ B = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

Après le calcul on trouve :

$$Uc = 400 \text{ cm} = 4 \text{ m}$$

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Ce qui donne :

$$Nu = 2360,4 \leq 0,045 \times Uc \times h \times fc28 / \gamma b$$

$$Nu = 2360,4 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4000 \times 550 \times 25 / 1,5 = 1650 \text{ KN}$$

### Remarque

Ce choix n'est pas économique parce que la hauteur de radier est très élevée donc on passe vers le radier nervuré.

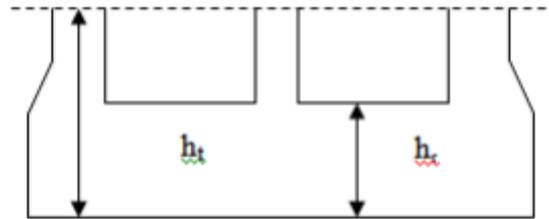
### IX.2.4 Le radier nervuré :

#### Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire la condition suivante :

$$ht \geq \frac{Lmax}{20}$$

$$hn \geq \frac{Lmax}{10}$$



**ht** : la hauteur de la dalle

**hn** : La hauteur de la nervure

**Lmax** : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs

**Lmax = 530 cm**

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} ht \geq 26,5 \text{ cm} \\ hn \geq 53 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{On adopte donc : } \begin{cases} ht = 40 \text{ cm} \\ hn = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

#### Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que :

$$Nu \leq 0,045 \times Uc \times h \times \frac{Fc28}{\gamma b}$$

$$Nu \leq 0,045 \times 4600 \times 800 \times \frac{25}{1,5}$$

$$Nu = 2360,4 \text{ KN} \leq 2760 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

---

**Débordement :**

$$S \geq \frac{N_s}{\delta_s}$$

S : la surface de radier (m<sup>2</sup>)

N<sub>s</sub> : effort totale (KN)

δ<sub>s</sub> : la contrainte du sol (KN/m<sup>2</sup>)

$$S \geq \frac{33566,8}{160}$$

$$378,30 > 209,79$$

Donc il ya un débordement

**L'épaisseur de débordement :**

$$D \geq \text{Max} \left[ \frac{hn}{2}; 30 \text{ cm} \right] = 40 \text{ cm}$$

On adopte D=50 cm

### IX.3 Modalisation du sol :

La modélisation du sol, et faite à l'aide des éléments ressorts (sol élastique) caractérisé par un coefficient K<sub>z</sub>, leur comportement est équivalent à celui de sol, pour effectuer l'interaction sol et structure.

Pour le coefficient d'élasticité du sol et vue l'absence de la donnée dans le rapport du sol, on va prendre un K<sub>z</sub> = 12800 KN/m<sup>3</sup> qui correspond aux valeurs du coefficient d'élasticité des sols dont la contrainte admissible est environ 1,6 bars.

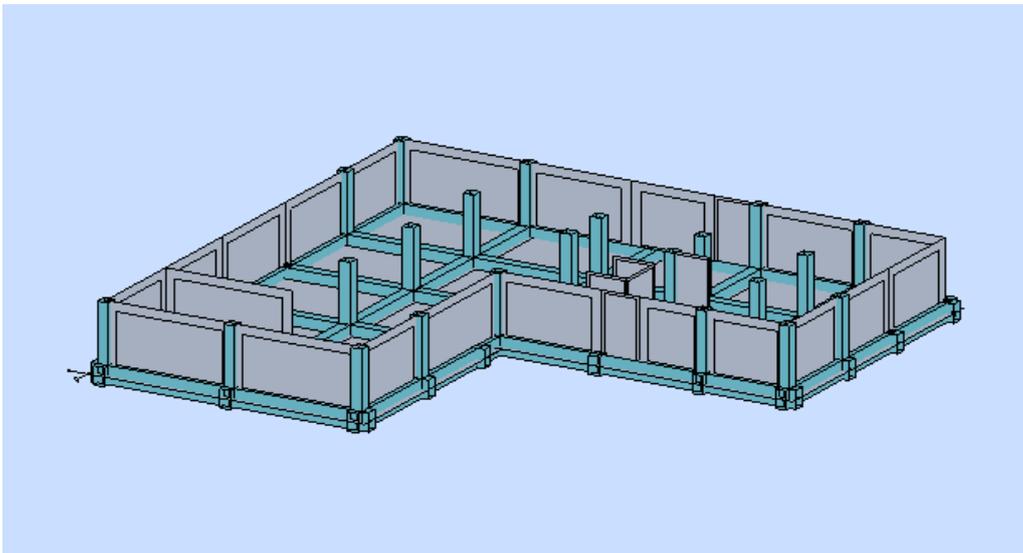


Figure IX.1 : modalisation du sol

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

### IX.4 Ferrailage du radier nervurer :

#### IX.4.1 Ferrailage des nervures :

La nervure est une poutre encr e dans les fondations sollicite par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

#### Sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel ROBOT, on a obtenu les résultats suivants :

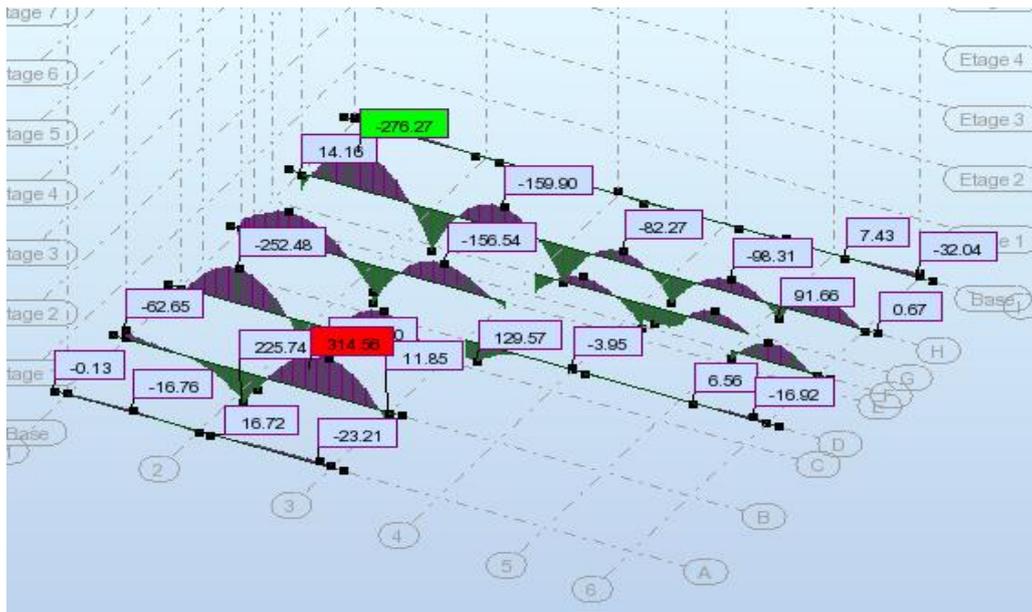


Figure IX.2 : Diagramme moment fléchissant des nervures Nx (ELS)

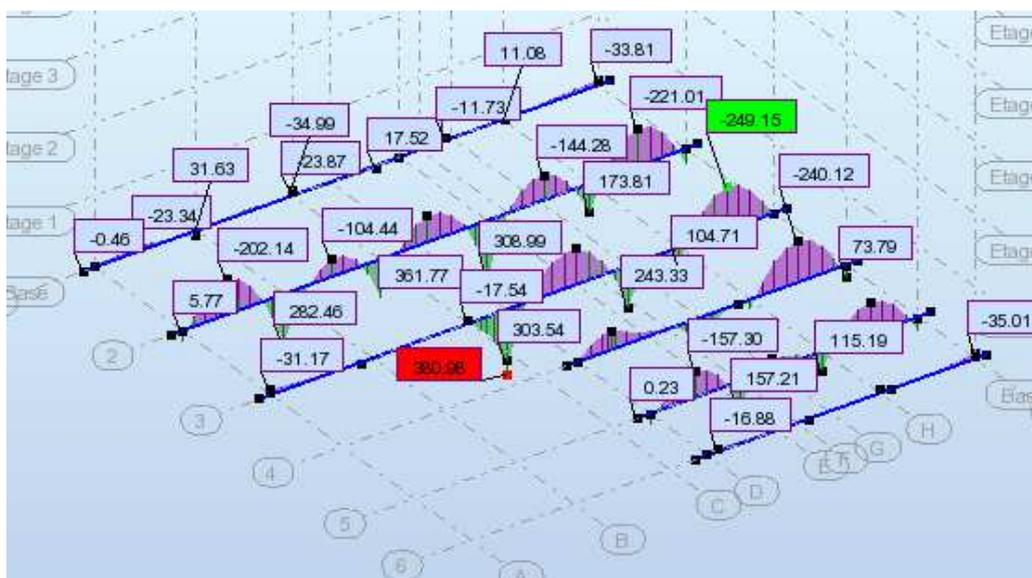


Figure IX.3 : Diagramme moment fléchissant des nervures Ny (ELS)

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

	section	M <sub>ELS</sub> (KN.m)	A <sub>Scal</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>Sadop</sub> (Cm <sup>2</sup> )	F <sub>adop</sub>
N <sub>x</sub>	Travées	-276,27	26,1	26,27	10HA16+4HA14
	Appuis	-298,11	28,3	24,13	12HA16
N <sub>y</sub>	Travées	249,1	23,4	22,24	8HA16+4HA14
	Appuis	306,57	29,3	28,15	14HA16

Tableau IX.1 : Ferrillage des nervures

### Remarque :

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

### IX.4.2 Plan de ferrillage :

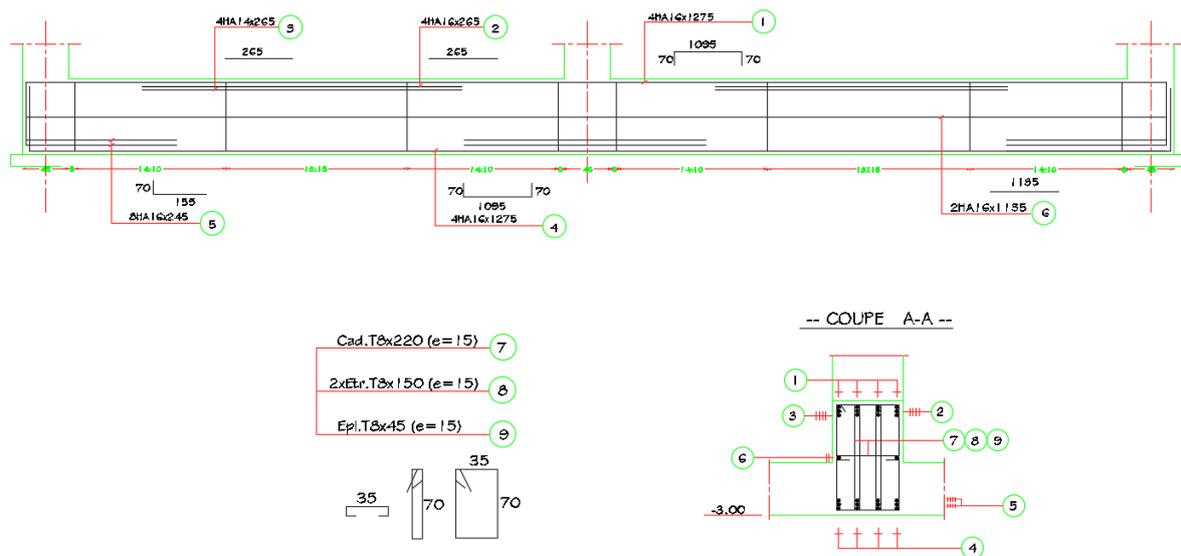


Figure IX.4 : Plan de ferrillage des nervures

### IX.4.3 Ferrillage de la dalle :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux ou voiles sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

### Sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel ROBOT, on a obtenu les résultats suivants :

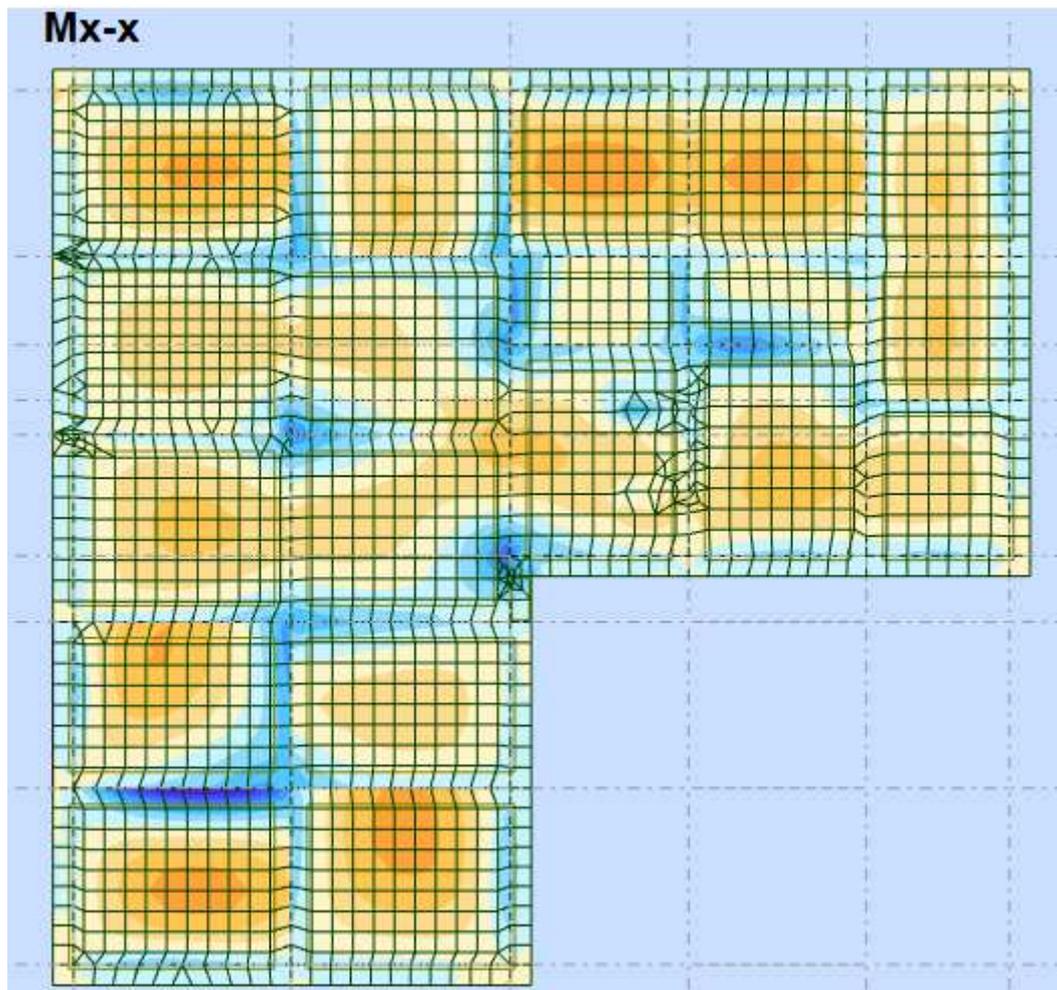
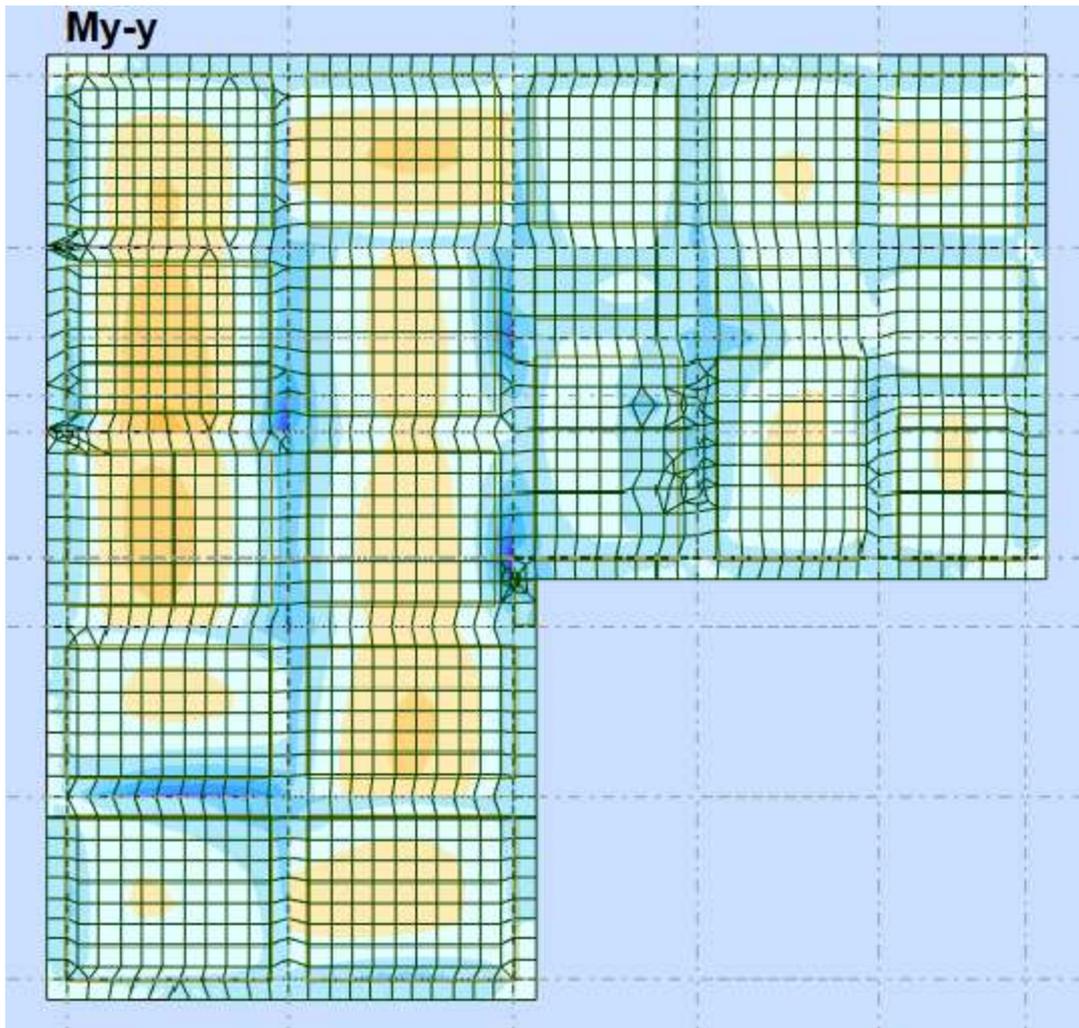


Figure IX.5 : Sollicitations du radier (X-X)



**Figure IX.6 : Sollicitations du radier (Y-Y)**

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

	section	$M_{ELS}(KN.m)$	$A_{s\ cal}(Cm^2)$
<b><math>M_{X-X}</math></b>	<b>Travées</b>	<b>79,76</b>	<b>15,7</b>
<b><math>M_{y-y}</math></b>		<b>41,39</b>	<b>7,9</b>
<b><math>M_{X-X}</math></b>	<b>Appuis</b>	<b>-168,62</b>	<b>34,7</b>
<b><math>M_{y-y}</math></b>		<b>-59,48</b>	<b>11,6</b>

**Tableau IX.2 : Ferrailage de la dalle radier**

Donc on adopte :

- Nappe supérieur (travée)

La direction (X-X) : HA14 esp= 10cm

La direction (Y-Y) : HA12 esp=15cm

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

---

- Nappe inferieure (appui)  
La direction (X-X) : HA16 esp= 10cm  
HA 14 esp=10cm  
La direction (Y-Y) : HA14 esp=10cm
- Chaises pour le montage de la dalle : Pour la réalisation de la dalle du radier on peut utiliser des chaises en  $\phi 14$  comme des cadres entre les nappes d'armateur de la dalle.

### IX.4.4 Plan de ferrailage :

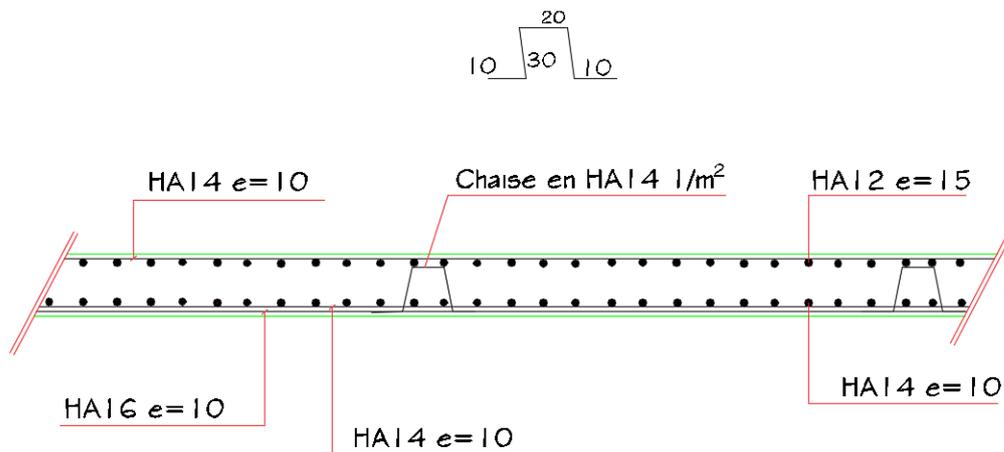


Figure IX.7 : Plan de ferrailage de la dalle radier

## Conclusion générale

---

Le présent travail élaboré nous a permis non seulement de prendre connaissance des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction mais, surtout d'approfondir nos connaissances dans le domaine des génies civil.

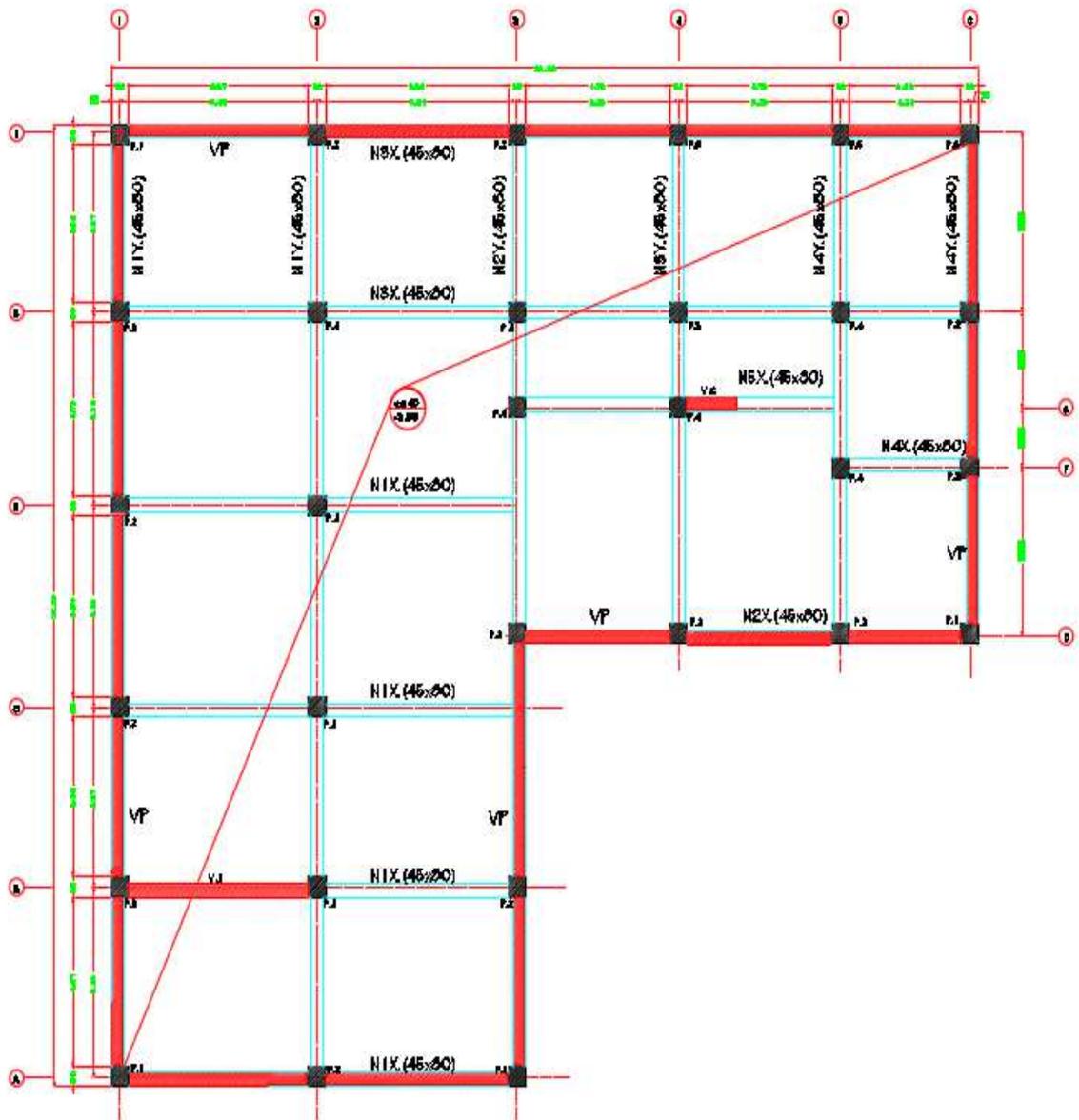
Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul ROBOT et d'en faire un certain nombre de conclusion.

Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

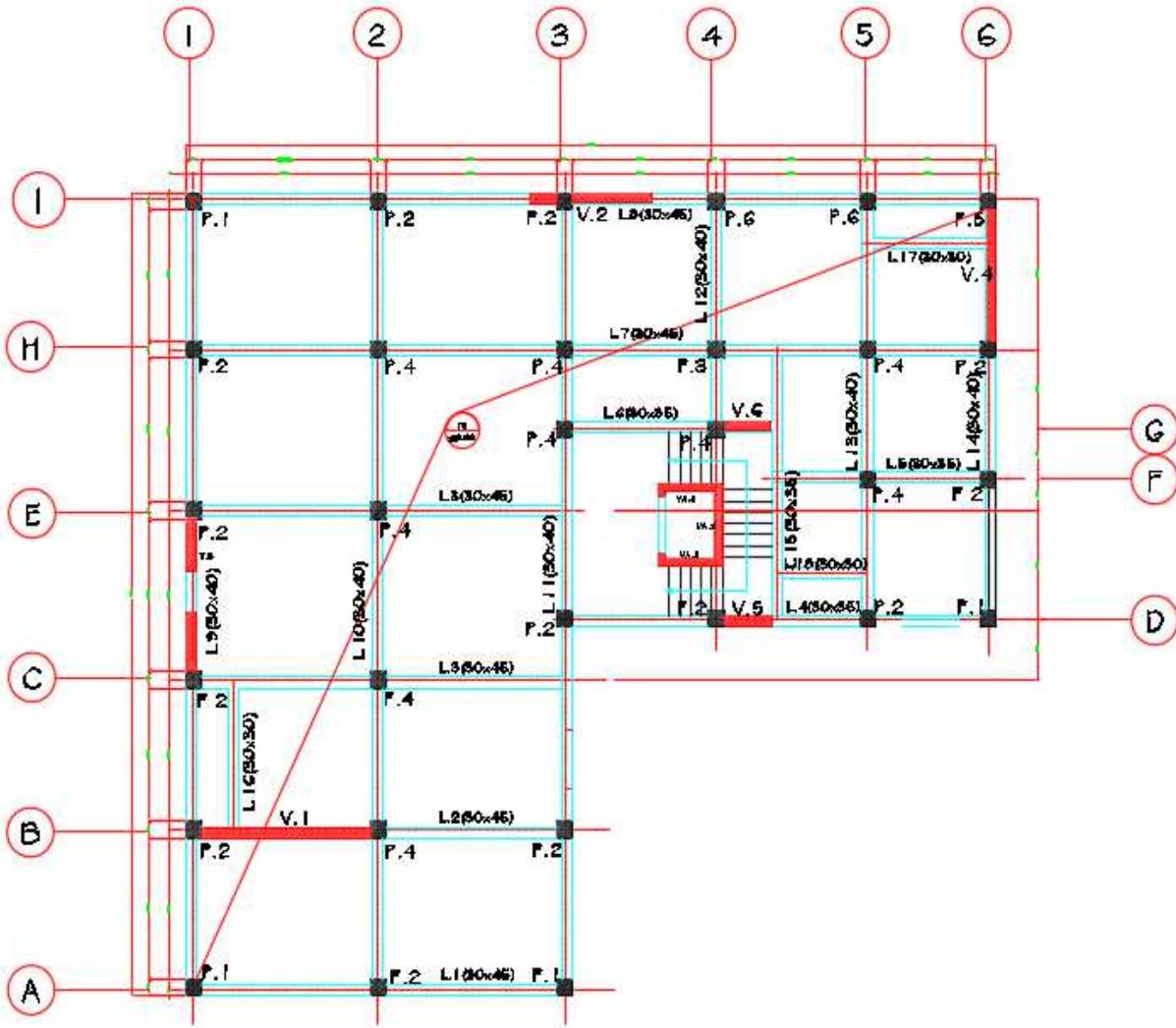
- 1.** La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- 2.** La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces conditions architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- 3.** La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- 4.** Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

## **PLANS COFFRAGE**

## Coffrage radier nervuré Niv (-3,00)

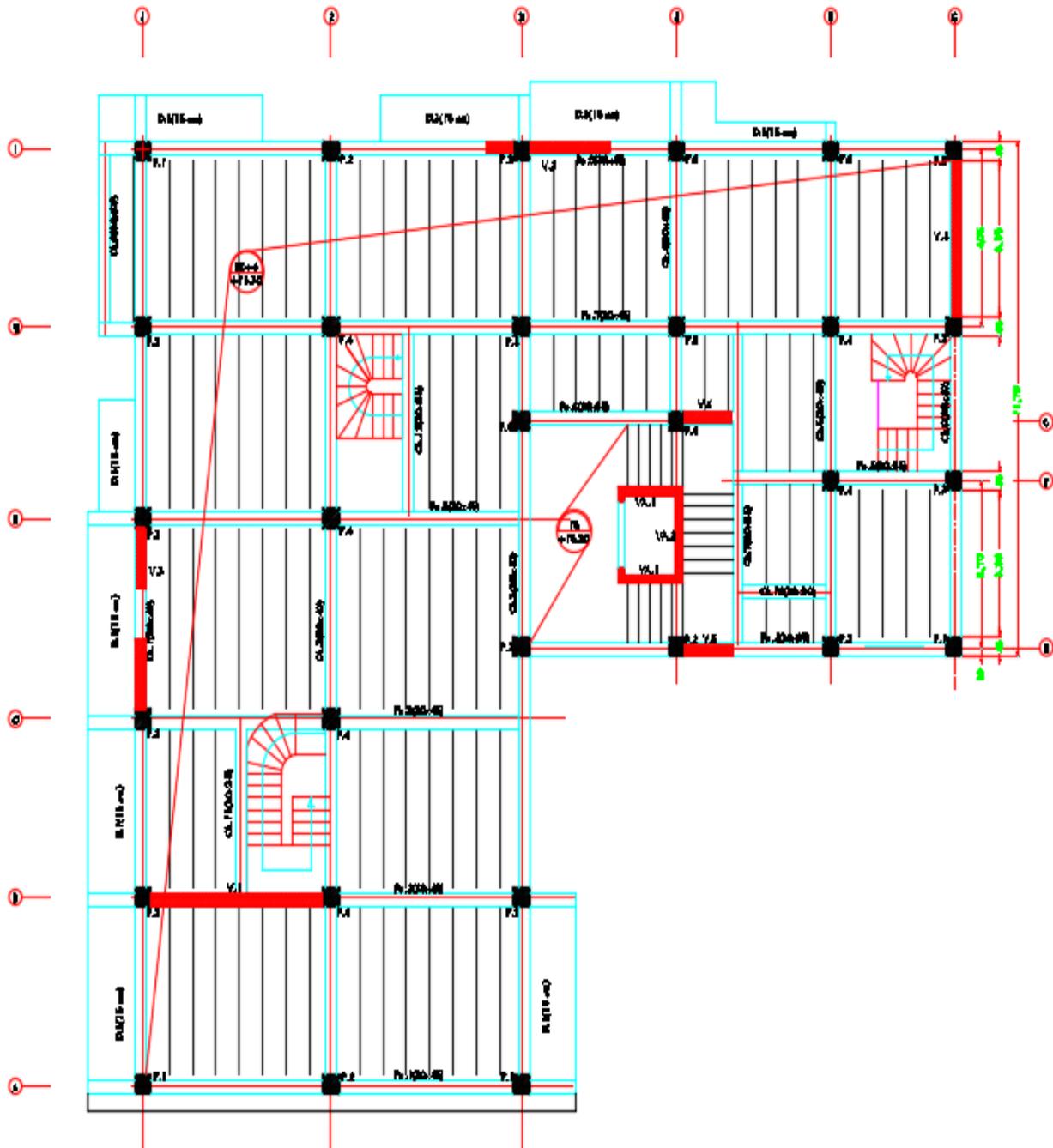


### Coffrage RDC Niv (±0.00)





# Coffrage duplex Niv (+15,30)



# Bibliographie

---

## Règlements :

- RPA-99/v2003. RÈGLES PARASISMIQUES ALGÉRIENNES 1999 - Version 2003.
- CBA-93. Règle de conception et de calcul des structures en béton armé 1993.
- DTR-BC 2.2 Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges.

## Thèses :

- AMOURI Zakarya et BOUDJOURAF Houssemeddine, Etude d'une tour à usage d'habitation et commercial « 2SS+RDC+18 étages » en Béton Armé. Université 8 Mai 1945 Guelma.
- BENABED MOHAMED, Etude d'un bâtiment en C+16 a usage multiple a ANNABA, UBMA.
- Etude d'un bâtiment (R+7+deux sous sol ) à usage d'habitation, contreventé par un système mixte (Voiles- Portiques ). Université Abderrahmane Mira de Bejaia