

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : Cheick Ahmed Tidiane Mansour SY

---

---

**Thème : Etude d'un bâtiment R+5+Sous-sol**

---

---

Sous la direction de : Dr FAOUZI Bouras

---

**Juillet 2019**

---

## REMERCIEMENTS

Avant tout développement sur cette expérience il paraît opportun de commencer ce travail par des remerciements :

Je commence par remercier mon encadreur *Dr Faouzi BOURAS* de m'avoir confié ce thème riche d'intérêt et de m'avoir guidé à chaque étape de sa réalisation ;

Vous m'avez réservé le meilleur des accueils malgré vos obligations professionnelles ;

Mes remerciements les plus sincères à l'ingénieur en génie civil *Sarah TORBA* du Bureau d'étude de Guelma(BEWIG) ;

Je remercie également tous les professeurs du département de génie civil particulièrement ceux qui m'ont aidé ;

Mes remerciements aux membres du jury d'avoir accepté d'examiner ce travail.

## DEDICACE

À mes très chères parents : *Dr Cheick Mohamed MANSOUR SY* et *Dr Mariam TRAORE* vous êtes à mes yeux un symbole d'excellence, une source infini de bonté et de tendresse, vous qui n'avez sans cesse arrêté de m'encourager et de pousser vers le haut ;

Aucune dédicace ne saurait ni glorifier ni exprimer tout le mérite et tous les sacrifices à mon égard depuis mon tendre enfance jusqu'à nos jours ;

Rien au monde ne vaut les efforts fournis pour mon éducation et mon bien-être ;

Ce travail est le fruit de votre dur labeur ;

À ma sœur et à mon frère : *Assetou MANSOUR SY* et *Sékou Mahamadou MANSOUR SY* qui m'ont encouragé et soutenu

À *Fatoumata GOÏTA* qui a été toujours présente avec un soutien moral, une gentillesse et une affection à mon égard sans limite ;

A mes amis(es) et camarades : *Emoko A.G Maurice, Chaka DIARRASSOUBA, Moutaga TRAORE, Coumba THIENTA, Hamsetou NIANGADOU, Abdoul Karim DIALLO, Bassan dite Badialo SOW, Sékou DRAME, Tidiane M. DIARRA, Abdoul Karim SACKO, Moussa COULIBALY, Astan CISSE, Omar KEÏTA, Aicha W. M. A. ANSARY, Ramata TRAORE, Alydo MAÏGA, Oumou K. DEMBELE, Djeneba N'DIAYE, Halima MARIKO, Macy A. ASSABE, Nejat B. BARA, Oumou BAH, Kadidia CISSE, Mahamadou KONATE, Hamadoun Toure* qui m'ont encouragé pour l'aboutissement de cet travail.

Sous peine d'omettre une personne, je dédie ce modeste travail à tout qui m'ont encouragé.

# SOMMAIRE

## Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

Introduction :.....	1
I. Présentation de l'ouvrage :.....	1
1. Les caractéristiques :.....	2
2. Ossature et système constructif adopté :.....	3
II. Caractéristiques géotechnique du sol :.....	4
1. Données du site :.....	4
2. Règlement :.....	4
III. Caractéristiques des matériaux :.....	4

## Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

I. Les planchers :.....	14
II. Les poutres principales :.....	17
III. Les poutres secondaires :.....	18
IV. Les voiles :.....	19
V. Les escaliers :.....	21
VI. Evaluations des charges :.....	22
VII. Les poteaux :.....	26

## Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

I. Calcul des planchers à corps-creux :.....	30
II. Calcul des escaliers :.....	36
III. Calcul de l'acrotère :.....	42
IV. Calcul des balcons :.....	45

## Chapitre 4 : Etude sismique

I. Objectif de l'étude dynamique :.....	49
II. Vérification de la section des poteaux sous l'effort sismique : .....	49
III. Méthode de calcul :.....	50
IV. Interprétation des résultats :.....	57

## Chapitre 5 : Ferrailages des éléments structuraux

I. Les poutres principales (30x40) :.....	63
II. Les poutres secondaires (30x35) :.....	74

III.	Les poteaux :.....	78
IV.	Les voiles :.....	82

## **Chapitre 6 : Calcul des fondations**

I.	Calcul des fondations :.....	93
II.	Calcul et ferrailage du radier :.....	95
III.	Calcul et ferrailage des nervures (50x80) :.....	98
IV.	Calcul et ferrailage des nervures (60x80) :.....	99
V.	Etudes des longrines :.....	100

# Liste des Tableaux

## Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

**Tableau I-1** : Caractéristique des nuances d'acier.

## Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments

**Tableau II-1:** Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

**Tableau II-2:** Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

**Tableau II-3:** Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

**Tableau II-4** : Charge permanente du mur double cloison.

**Tableau II-5** : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

**Tableau II-6:** Evaluation des charges permanentes de palier.

**Tableau II-7** : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC et étage courant

**Tableau II-8** : Pré-dimensionnement des poteaux

**Tableau II-9** : effort admissible sur les poteaux

**Tableau II-10** : charges d'exploitation reprise par les poteaux

**Tableau II-11** : Vérifications du  $1,1 N_u \leq \overline{N}_u$  des poteaux

## Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

## Chapitre 4 : Etude sismique

**Tableau IV-1** : Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux.

**Tableau IV-2:**Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux.

**Tableau IV-3** : Pénalité en fonction de critère de qualité

**Tableau IV-4** : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats **Robot 2019**).

**Tableau IV-5** : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons  
Sismiques

**Tableau IV-6** : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.

## Chapitre 5 : Ferrailages des éléments structuraux

**Tableau V-1:**Les résultats des efforts correspondant

**Tableau V-2** : Ferrailage des poutres principales

**Tableau V-3** : Ferrailage des poutres secondaires

**Tableau V-4**: Les résultats des efforts correspondant

**Tableau V-5** : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux.

## **Chapitre 6 : Calcul des fondations**

## Liste des figures

### Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

**Figure I-1** : vue en 3D de la structure

**Figure I-2** : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

**Figure I-3** : Diagramme rectangulaire simplifié.

**Figure I-4** : Diagramme contrainte déformation d'acier.

### Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments

**Figure II-1**: coupe verticale du plancher à corps creux.

**Figure II-2** : Section de la poutrelle.

**Figure II-3** : Section réduite du voile.

**Figure II-4**: Représentation de l'escalier.

**Figure II-5** : Représentation des murs extérieurs

**Figure II-6**: Représentation des murs intérieurs

**Figure II-7** : Représentation du poteau le plus sollicité

### Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

**Figure III-1** : escalier

**Figure III -2**: ferrailage escalier

**Figure III-3** : ferrailage poutre palière (30x45) cm<sup>2</sup>

**Figure III-4** : acrotère

**Figure III-5** : ferrailage de l'acrotère.

**Figure III-6** : balcon

### Chapitre 4 : Etude sismique

**Figure IV-1** : Spectre de réponse

**Figure IV-2** : Vue en 3D de la structure

**Figure IV-3** : Vue en 3D des voiles

**Figure IV-4** : 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de **Robot 2019**).

**Figure IV-5** : 2<sup>eme</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de **Robot 2019**).



**Figure IV-6** : 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X-Y (résultats de **Robot 2019**).

**Figure IV-7** : 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue:3D (résultats de **Robot 2019**).

**Figure IV-8** : 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue:3D (résultats de **Robot 2019**).

**Figure IV-9** : 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: Y-Z (résultats de **Robot 2019**).

**Figure IV-10** : 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X-Z (résultats de **Robot 2019**).

## **Chapitre 5 : Ferrailages des éléments structuraux**

**Figure V-1** : Diagramme des moments des poutres principales (Combinaison ELU)

**Figure V-2** : Diagramme des moments des poutres principales (Combinaison ELS)

**Figure V-3** : Ferrailage des poutres principales en Travée

**Figure V-4**: Ferrailage des poutres principales en Appui

**Figure V-5** : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ELU)

**Figure V-6** : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ELS)

**Figure V-7** : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ACC)

**Figure V-8**: Ferrailage des poutres secondaires en Travée

**Figure V-9**: Ferrailage des poutres secondaires en Appui

**Figure V-10** : coupe de ferrailage des poteaux 35x50 cm<sup>2</sup>

**Figure V-11** : coupe de ferrailage des poteaux 40x50 cm<sup>2</sup>

**Figure V-12** : schéma de ferrailage de la voile V5

## **Chapitre 6 : Calcul des fondations**

**Figure VI-1** : moment au niveau du radier en appui et en travée (sens x-x)

**Figure VI-2** : moment au niveau du radier en appui et en travée (sens y-y)

**Figure VI-3** : moment des nervures 50x80 combinaisons (ELU)

**Figure VI-4** : Schéma de ferrailage de la nervure (50x80)

**Figure VI-5** : moment des nervures 60x80 combinaisons (ELU)

**Figure VI-6** : Schéma de ferrailage de la nervure (60x80)

**Figure VI-7** : Schéma de ferrailage des longrines (30x40)

## **Résumé :**

Ce projet portera sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation R+5 avec la présence d'un sous-sol. Situé dans la Wilaya d'Annaba qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 (RPA 99 / version 2003) en zone IIa de moyenne sismicité ; le contreventement est assuré par des portiques et renforcés par des voiles comme l'exige le RPA 99 /version 2003.

Cette étude sera divisée en quatre étapes consécutives :

La première étape sera composée d'une description de l'ouvrage et des caractéristiques des différents matériaux avec le pré-dimensionnement des éléments structuraux suivis du calcul des éléments secondaires.

La deuxième étape consistera à une étude sismique de la structure, cette étude aboutira au calcul du ferrailage des éléments structuraux en conformité avec les règlements à savoir RPA99/version 2003 et le BAEL91/révisée 99.

La troisième étape porte sur le calcul du ferrailage des éléments de structures sous charges combinées verticales et horizontales (les charges dues au séisme).

La dernière étape concernera l'étude de la fondation ainsi que son ferrailage.

## **Summary:**

This project will focus on the study of a residential building R + 5 with presence of a basement. Located in Wilaya of Annaba which is classified according to the Algerian Parasism Regulation 99 version 2003 (RPA 99 / version 2003) in zone IIa of average seismicity; the bracing is provided by gantries and reinforced by sails as required by RPA 99/2003 version.

This study will be divided into three consecutive stages:

The first step will consist of a description of the structure and the characteristics of the different materials with the pre-dimensioning of the structural elements followed by the calculation of the secondary elements.

The second step will consist of a seismic study of the structure, this study will result in the calculation of reinforcement of the structural elements in accordance with the regulations namely RPA99 / version 2003 and BAEL91 / revised 99.

The third step involves the calculation of reinforcement of vertical and horizontal combined load structure elements (earthquake loads).

The last step will concern the study of the foundation as well as its reinforcement.

## الملخص

يعتمد هذا المشروع على دراسة بناية ذات طابع سكني تتكون من طابق تحت الأرض، طابق أرضي و5 طوابق علوية. الواقعة في ولاية قسنطينة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية المتوسطة رقم IIa حسب النظام الزلزالي الجزائري 99 نسخة 2003

اشتملت الدراسة على اربعة محاور:

-**المحور الاول:** سيتكون من تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبناية وخصائص المواد المستعملة، مع اعطاء الابعاد الاولية للعناصر يتبعها دراسة الاجزاء الثانوية من البناية.

-**المحور الثاني:** يخص الدراسة الزلزالية للبناية، هذه الدراسة تؤدي الى حساب تسليح العناصر المقاومة للبناية مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القانون الجزائري المقاوم للزلازل. 99 نسخة 2003

-**المحور الثالث:** يشتمل على دراسة تسليح الاجزاء المقاومة للبناية الواقعة تحت تأثير القوى العمودية والأفقية (القوى الزلزالية)

- **المحور الأخير:** يخص دراسة و تسليح الاساسات.

# CHAPITRE 1

## PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE





## Introduction

Les voiles en béton armé sont très adaptés aux sollicitations sismiques, de nombreuses observations ont relevé une bonne tenue des bâtiments avec des voiles en béton armé.

Les voiles en béton armé sont efficaces car ils possèdent une certaine ductilité et leur rigidité limite les déformations de la structure.

Les déformations plastiques se concentrent à la base du voile, pour cela il faut favoriser un comportement contrôlé par la flexion avec un élancement suffisant et surtout éviter toute rupture non ductile comme l'effort tranchant.

## I. Présentation de l'ouvrage

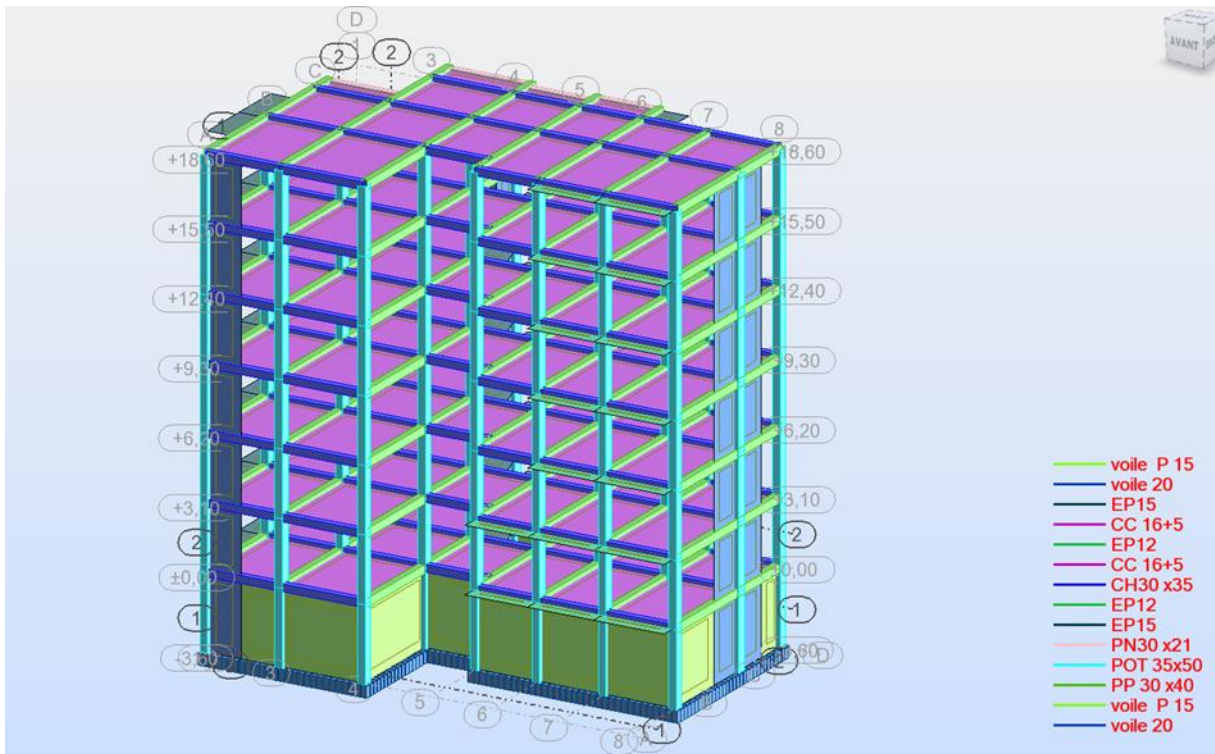
Il s'agit de l'étude d'un bâtiment du **72 LOGEMENT PROMOTIONNELS ASSURE IMMO/CAAT ANNABA**. La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

Selon les critères de classification des groupes d'usages du RPA :

L'ouvrage d'habitation collective ne dépassant pas les 48m est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne, il est donc classé au **groupe d'usage 2**.

Cet ouvrage est situé dans la wilaya d'Annaba ville classée en zone IIa de moyenne sismicité d'après RPA 99/ 2003.

Le bâtiment en question est un bloc composé de 5 étages identiques avec un RDC et Sous-sol



**Figure I-1** : vue en 3D de la structure

## 1. Les caractéristiques :

### a. Géométrique :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- ❖ Hauteur des étages courants..... 3.10m.
- ❖ Hauteur de RDC..... 3.10m.
- ❖ Hauteur de sous-sols..... 3,60m.
- ❖ Hauteur totale ..... 18.60m.
- ❖ Longueur totale du bâtiment en plan..... 21.95m.
- ❖ Larguer totale du bâtiment en plan.....14.02m.



### 2. Ossature et système constructif adopté :

#### Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le **RPA 99 / version 2003**, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

#### Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+5) cm.

#### Escaliers :

On a un seul type d'escalier a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1er étage.

#### Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisé en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### Revêtement :

-Enduit en plâtre pour les plafonds.

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons. Revêtement à carrelage pour les planchers.

- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

#### Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour déréalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

## I. Caractéristique géotechnique du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol ferme et par conséquent on a pris une contrainte de sol  $\sigma_{sol} = 2.00$  bars.

### 1. Données du site

Le projet en question est un bâtiment, implanté dans la wilaya Annaba classé par la RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité zone IIa.

**Zone sismique :** .....IIa.

**Importance d'ouvrage :** .....groupe 2.

**Site**.....S2.

*Le Système de contreventement est assuré par des portiques en béton armé*

- ❖ *Méthode de calcul : le calcul effectué est selon la méthode dynamique*
- ❖ *Coefficient de comportement global de la structure : .....R=5.*
- ❖ *Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q \rightarrow Q = 1.20$ .*
- ❖ *Le nombre des modes est égal à 10modes.*

### 2. Règlement :

**Règlements :** Les calculs ont été effectués selon les règles de B.A.E.L 91 et les règles Parasismiques algériennes (RPA 99/2003).

**Méthode de calcul :** les calculs des sollicitations dans la structure ont été effectués par calcul automatique sur le logiciel ROBOT.

## III. Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

### A. Hypothèse de calcul :

**Résistance caractéristique à la compression:** art 2 1 11 BAEL 91

Valeur de la résistance à la compression à l'âge de 28j :  $f_{c28} = 25$  Mpa

**Résistance caractéristique à la traction:** Art 2. 1, 12 BAEL 91

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 j  $f_{t28} = 2,1$  Mpa

**Déformations longitudinales du béton:** Art 2.1, 21 BAEL 91

Pour  $f_{c28} = 25$  Mpa  $\Rightarrow E_{ij} = 32164,20$  MPa et  $E_{vj} = 10818,87$  Mpa

**Coefficient de poisson:** Art 2.1, 3 BAEL 91

Le coefficient de poisson du béton est pris égala 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations et 0,2 pour le calcul des déformations.

### B. Béton:

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

#### Principaux caractéristiques et avantages du béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

**Economie :** le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction

**Souplesse des formes :** elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

**Résistance aux agents atmosphériques :** elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

**Résistance au feu :** le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

**Fini des parements :** sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats

### **Composition du béton:**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

#### **C. Ciment**

Le ciment se présente sous la forme d'une poudre fine de couleur grise ou blanche. La dimension des grains de ciment est caractérisée par la valeur de la finesse Blaine qui mesure la surface totale des grains contenus dans 1 gramme ; la finesse Blaine des ciments est de l'ordre de 3 500 à 4 500 cm<sup>2</sup>/g. La dimension caractéristique des grains de ciment est d'environ 30 à 50 µm. Obtenu par cuisson à 1450°C d'un mélange homogène de calcaire et d'argile, dans la proportion 80 %/20.

#### **D. Granulats :**

Les granulats rocheux sont constitués par les sables, les gravillons et les cailloux. Ils forment le squelette du béton.

#### **E. Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

#### **F. Graviers :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés)

#### **G. L'eau**

L'eau, dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable.

#### **H. Les adjuvants**

## Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3 % du poids du ciment.

Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

### I. Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par  $m^3$ . Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

Ciment (CPJ)	dosé à 350kg / $m^3$
Sable grossier	$0 < D_g < 5\text{mm} \rightarrow 400 \text{ L}$
Gravier	$15 < D_g < 25\text{mm} \rightarrow 800\text{L}$
Eau de gâchage	175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/ $m^3$  et 2500Kg / $m^3$ .

### J. Résistances mécaniques du béton

#### Résistance à la compression :

Le béton est définie par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristique spécifiée celle-ci, noté  $f_{c28}$  pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  les règles BAEL donnent pour un âge  $j < 28$  jours et pour un béton non traité thermiquement :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur elle est évaluée par la formule  $f_{cj}$  :

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$
$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

### Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de  $j$  jour notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$   $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

### Méthode de calcul :

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

### Définition des états limites :

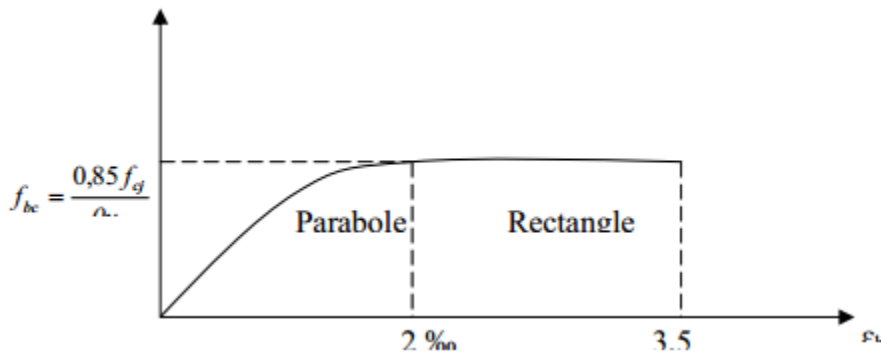
Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

### Déformation et contrainte de calcul

#### - Etat limite ultime de résistance

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :



**FigureI-2** : Diagramme parabolé-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

Précisons que la courbe en pointillé est celle mise en évidence par l'essai et la courbe en trait continu est une simplification de cette dernière pour faciliter les calculs.

$$\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = 3,5\text{‰} \quad \text{si } f_{c_j} \leq 40\text{MP}_a$$

$$\varepsilon_{bc1} = (4,5 - 0,025 f_{c_j}) \text{‰} \quad \text{si } f_{c_j} > 40\text{MP}_a$$

La valeur de calcul de la résistance en compression de béton  $f_{bu}$  est donné par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c_j}}{\alpha \gamma_b}$$

**εbc** : Déformation du béton en compression.

**fbc** : contrainte de calcul pour  $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

**fcj** : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

**γb** : coefficient de sécurité.

**γb** = 1,5 cas général.

**γb** = 1,15 cas accidentel.

D'où la contrainte σbc est en fonction de son raccourcissement.

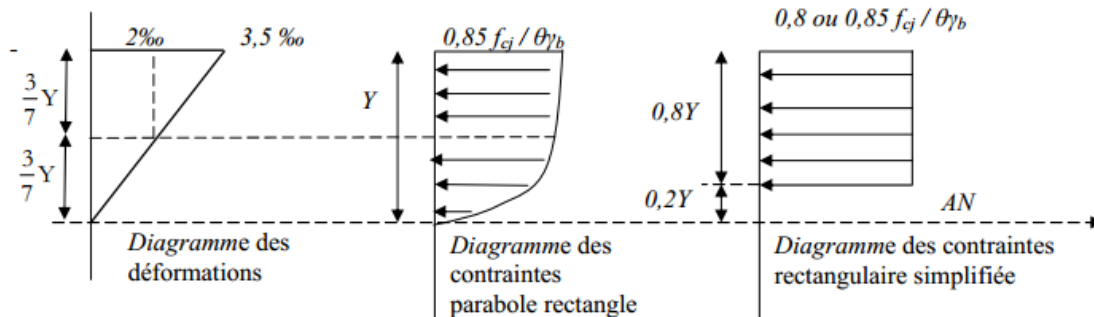
$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} (4 - 103 \times \varepsilon_{bc})$$

Coefficient d'application

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$



**Figure I-3** : Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de  $0,2 y$  compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.- Sur la distance restante  $0,8 y$  la contrainte a pour valeur  $0,85 \times f_{cj} / (\gamma b \times \theta)$  pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma b)$  pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

### Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

### Module de déformation longitudinale du béton

#### Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24h**. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

#### Module de déformation différée :



## Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

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:

$$E_{vj} = 3700 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

**Module de déformation transversale :**

**Coefficient de poisson :**

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson  $\nu$  est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort

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

Avec  $(\Delta d / d)$  : déformation relative transversale.

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

Il est pris égale à :

$$\nu = 0,2 \text{ pour ELS (béton non fissuré)}$$

$$\nu = 0,0 \text{ pour ELU (béton fissuré)}$$

**Acier (Nuance) :**

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et Présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %. Il peut encore contenir d'autres éléments mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier. Si l'on ajoute plus de 0,5 % d'éléments d'alliage à l'acier, on parle d'acier allié. Si la proportion d'éléments d'alliage est inférieure à ce chiffre, on parle d'acier non allié.

Tous les aciers utilisés dans notre projet sont des aciers HA de type 1 nuance  $F_e$  E400 .caractérisées par

Leur limite d'élasticité est de 400 Mpa

Sa contrainte de rupture est de 348Mpa

Son allongement de rupture est de 10%

**Tableau I-1** : Caractéristique des nuances d'acier.

## Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

Type	Nuance	$f_e$ (Mpa)	Emploi
<b>Ronds lisses</b>	F <sub>e</sub> E22	215	<b>Emploi courant.</b>
	F <sub>e</sub> E24	235	<b>Epingles de levage des pièces préfabriquées</b>
<b>Barres HA Type 1 et 2</b>	F <sub>e</sub> E40	400	<b>Emploi courant.</b>
	F <sub>e</sub> E50	500	
<b>Fils tréfiles HA Type 3</b>	F <sub>e</sub> TE40	400	<b>Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.</b>
	F <sub>e</sub> TE50	500	
<b>Fils tréfiles lisses Type 4</b>	<b>TL50 <math>\Phi &gt; 6\text{mm}</math></b>	<b>500</b>	<b>Treillis soudés uniquement emploi courant</b>
	<b>TL50 <math>\Phi \leq 6\text{mm}</math></b>	<b>520</b>	

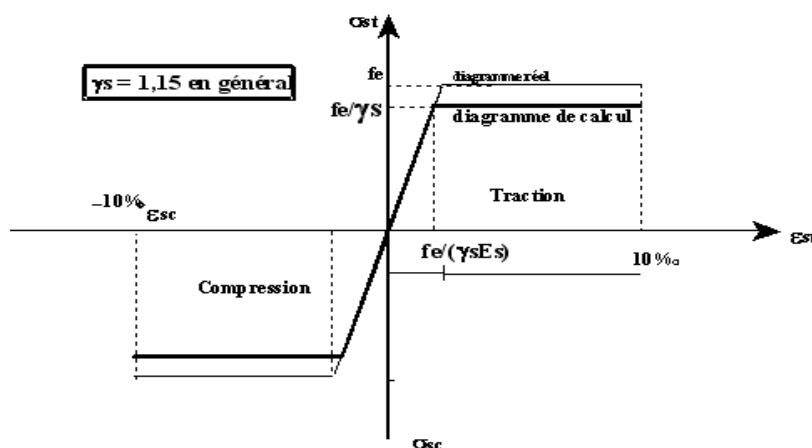
### Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon\%)$

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

$\gamma_s = 1,15$  cas général.

$\gamma_s = 1,00$  cas des combinaison accidentelles.

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



**Figure I-4** : Diagramme contrainte déformation d'acier.

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  cas de situations durable ou transitoire.

## Contrainte limite de traction des armatures :

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

*Fissuration peu nuisible* : pas de limitation.

*Fissuration préjudiciable* :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f^e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$ .

*Fissuration très préjudiciable* :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f^e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$ .

$\eta$  : coefficient de fissuration (=1 pour les Ronds Lisses (RL) , =1.6 pour les Hautes Adhérences (HA).

## Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

### Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante

$$1,35 G + 1,5 Q$$

### Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante :  $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q \pm E$$

G : charge permanente.

$$G + Q \pm 1,2 \times E \quad \text{avec}$$

Q : charge d'exploitation.

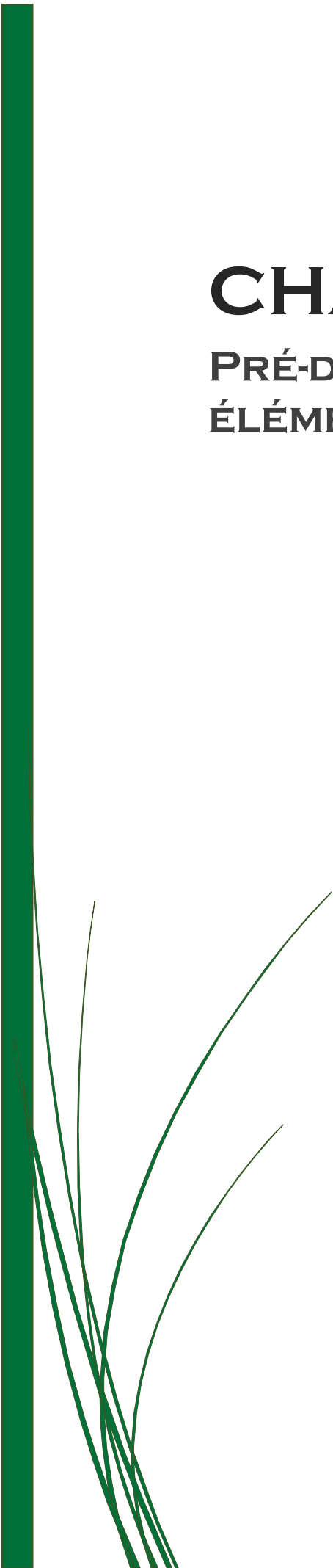
$$0,8G \pm E_y \text{ et } 0,8G \pm E_x$$

E : effort de séisme



# CHAPITRE 2

## PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX





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

- Sollicitations verticales

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

- Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques. Le pré-dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

### I. Les planchers:

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Ils sont des éléments de séparation horizontale entre les différents étages, ils assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) et aussi une isolation thermique et phonique.

#### **Plancher à corps creux :**

*On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :*

La facilité de réalisation.

Les portées de l'ouvrage sont importantes (*max 5.20 m*).

Diminuer le poids de la structure et par conséquent la valeur de la force sismique.

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

#### ➤ **Condition de Résistance au feu**

*D'après BAEL 91*

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$  pour un coupe-feu de quatre heures.

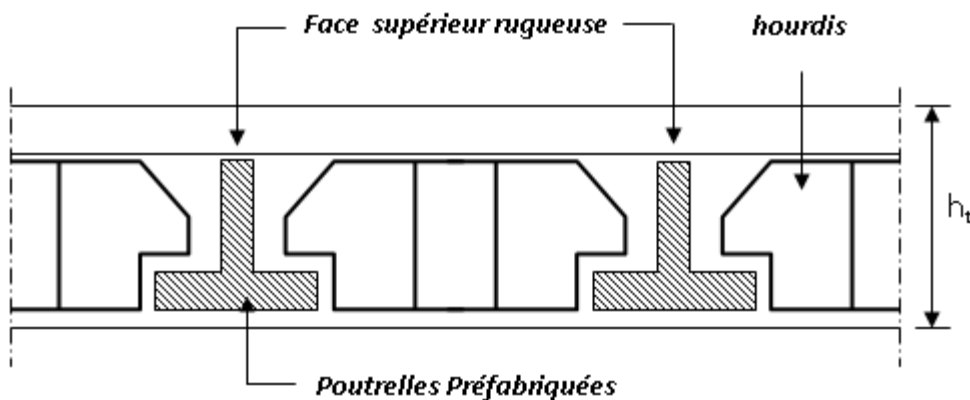
On admet que :  $e=18\text{cm}$

### ➤ Condition de flèche

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} L_{\max} = 4.70 \text{ (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis).}$$

Donc :  $h_t = 21$  cm (5cm de la dalle de compression et 16 cm de corps creux)



**Figure II-1:** coupe verticale du plancher à corps creux.

### ➤ Isolation phonique

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

On limite donc notre épaisseur à:  $e = 16$  cm

$$h_t = \max \{18, 21, 16\} \text{ (cm)}$$

$$h_t = (16 + 5) \text{ cm} \text{ donc } h_t = 21 \text{ cm}$$

### ➤ Dimensions des poutrelles :

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

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères

Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).



## Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche

$$b_1 = (l_n/2 ; l_{\max}/10 ; 6h_0) \quad L_n : \text{distance entre axes des nervures et } h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} \geq l_n \geq 80 \text{ cm} \text{ donc } l_n = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min(65/2 ; 4.7/10 ; 36) \text{ donc } b_1 = 25 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq h_i/2 \text{ donc } b_0 = 15 \text{ cm}$$

$$b = l_n = 65 \text{ cm}$$

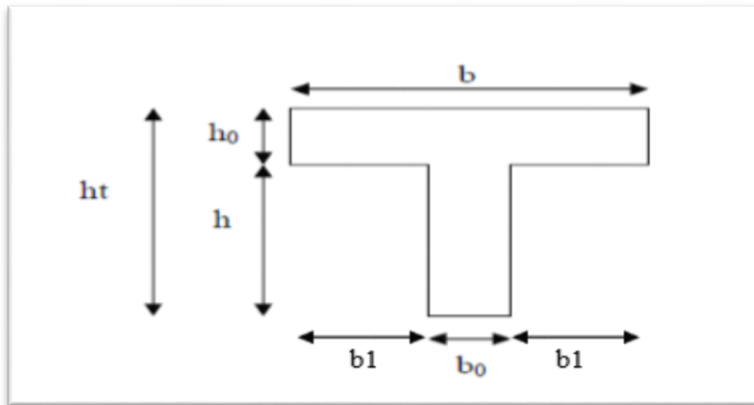


Figure II-2 : Section de la poutrelle.

- Plancher en dalle pleine
- Résistance à la flexion

Dalles reposant sur deux côtés :  $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$ .

Dalles reposant sur trois ou quatre cotés :  $e \geq L_x / 20 + 7$

$$e \geq 150 / 20 + 7 \Rightarrow e \geq 14.5$$

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

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

**Remarque :** Concernant le pré-dimensionnement des dalles des balcons on adopte une épaisseur:  $e = 15 \text{ cm}$

**II. Les poutres principales :**

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux qui les supportent.

Le pré dimensionnement de ces dernières se fera selon le CBA 93 et le RPA 99 version 2003.

Selon le **CBA 93** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} ; \quad \Rightarrow \quad 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

Avec :

L : Portée entre axes

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

La hauteur de la poutre est donnée comme suit :

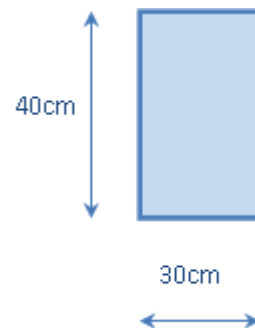
$$L = 500 \quad \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \leq h \leq 50$$

On prend h = 40 cm

La largeur de la poutre sera comme suit :

$$0.3 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

On prend b = 30cm



**Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)**

- h ≥ 30 cm ..... ⇒ vérifier
- b ≥ 20 cm ..... ⇒ vérifier
- h/b ≤ 4    40/30 = 1.33 ≤ 4 ..... ⇒ vérifier

Les poutres principales sont d'une section **(30X40) cm<sup>2</sup>**

**III. Les poutres secondaires (Chaînages) :**

Poutres secondaires (chainage) : sens longitudinale

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

Avec :

L : Portée entre axes

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

La hauteur de la poutre est donnée comme suit :

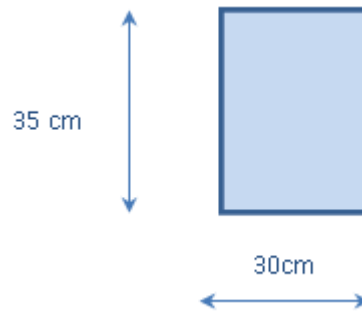
$$L = 395 \quad \frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26.33 \leq h \leq 39.5$$

On prend h = 35cm

La largeur de la poutre sera comme suit :

$$0.3 * 35 \leq b \leq 0.7 * 35 \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5$$

On prend b = 30cm



**Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \Rightarrow \text{vérifier} \\ b \geq 20 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \Rightarrow \text{vérifier} \\ h/b \leq 4 \quad 30/40 = 0.75 \leq 4 \quad \dots\dots \Rightarrow \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Donc on prendra pour toute la poutre secondaire (chainage) **(30× 35) cm<sup>2</sup>**

### IV. Les voiles :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien :

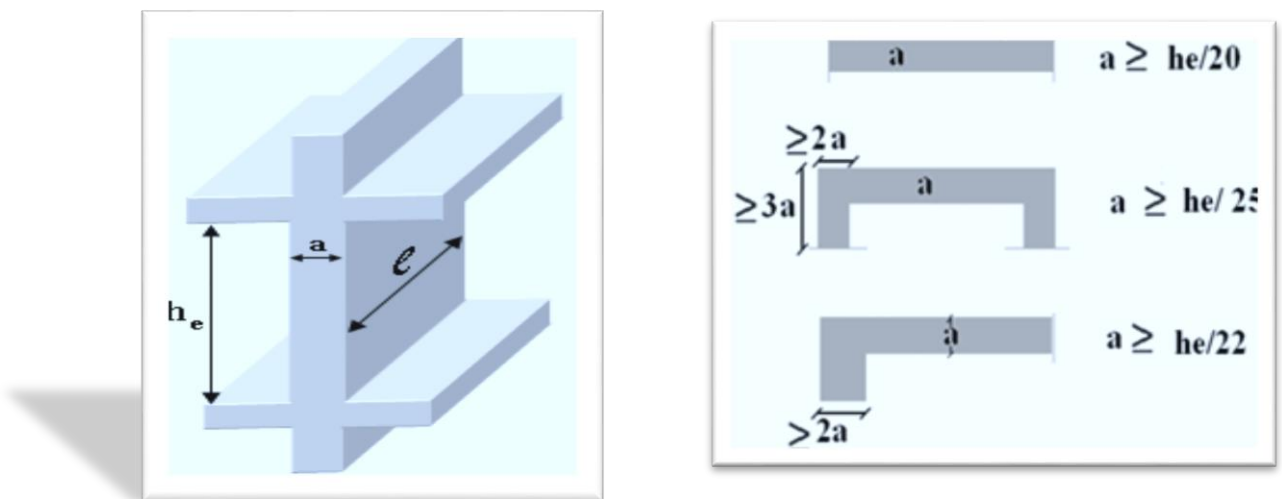
**D'après le RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4a$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : L : porté du voile.

a: Epaisseur du voile.

**L'article (7.7.1 RPA99 /V2003) nous dit que** « l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm » ; de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-dessous ; c'est-à-dire :

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



**Figure II-3** : Section réduite du voile.

#### Niveau étage courant et RDC

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3.10\text{m}$  et de la condition de rigidité aux extrémités suivantes

$$a \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad a \geq 12.4\text{cm}$$

$$a \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad a \geq 14.09 \text{ cm}$$

$$a \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad a \geq 15.5 \text{ cm}$$

$$a \geq \max (a_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20) \quad c$$

$$a \geq \max (15; 12.4; 14.09; 15.5)$$

$$a \geq 15 \text{ cm} \quad \text{on adopte que : } a=20 \text{ cm}$$

### Niveau Sous-sol

A partir de la hauteur  $h_e = 3.60 \text{ m}$  et de la condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$a \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad a \geq 14.4 \text{ cm}$$

$$a \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad a \geq 16.36 \text{ cm}$$

$$a \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad a \geq 18 \text{ cm}$$

$$a \geq \max (a_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$a \geq \max (15; 14.4; 16.36; 20)$$

$$a \geq 20 \text{ cm} \quad \text{on adopte que : } a=20 \text{ cm}$$

### Disposition des voiles :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

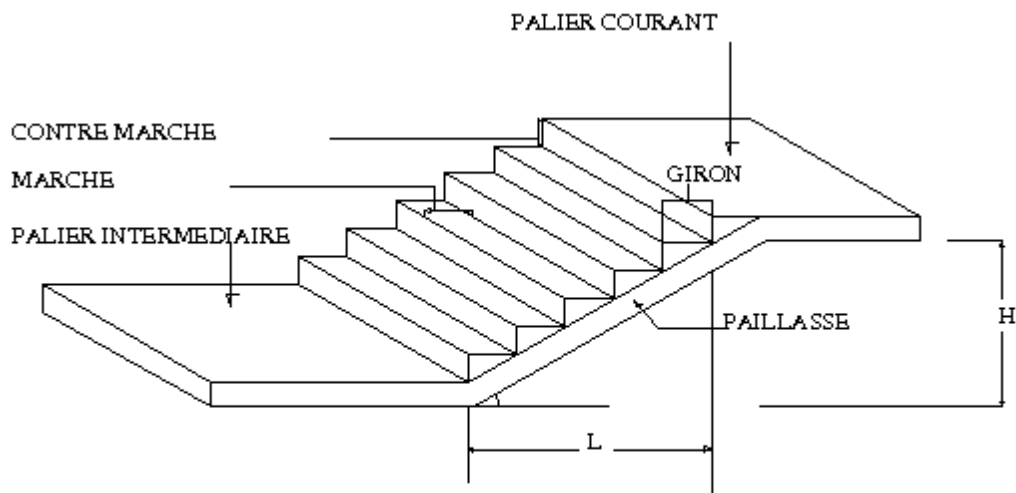
### V. Les escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

Rapidité d'exécution.

Utilisation immédiate de l'escalier.



Représentation d'un escalier

**Figure II-4: Représentation de l'escalier.**

Caractéristiques techniques:

Hauteur:  $H=3.10\text{m}$  (RDC et Etages)

Hauteur:  $H=-3.60\text{m}$  (Sous-sol)

Giron:  $g=30\text{ cm}$

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL**:

On a:  $59 < 2h + g < 66$  Donc  $14,5 < h < 18$

**h**: varie de 14.5cm à 18cm

**g**: varie de 22 à 33 cm

Pour :  $h=16\text{cm}$

NC (RDC et Etages)  $=H/h = 310/16 = 20$

NC(Sous-sol) $=H/h = 360/16 = 24$

NC : nombre des contremarches.

On aura 20 contremarches entre chaque étage (2 x 10) contremarches.

On aura 24 contremarches (2 x 12) au niveau du Sous-sol.

### VI. Evaluation des charges :

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

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

Les charges d'exploitation ou surcharges (Q).

Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

#### 1. Les planchers

##### Plancher terrasse

La terrasse est à une zone accessible et une zone inaccessible et réalisée en plancher a corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

**Tableau II-1:** Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m <sup>3</sup> )	G(kg/m <sup>2</sup> )
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	16+5	1360	272
6-Enduit plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1
8-couche de par vapeur	0,8	1200	10

La charge permanente  $G = 629 \text{Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible)  $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

##### Plancher étages courant

Les plancher des étages courant sont en corps creux.

## Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

**Tableau II-2:** Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m <sup>3</sup> )	G (Kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lite de sable	3	1800	54
4-Dalle en corps creux	16+5	1360	300
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	1000	100

La charge permanente  $G = 558 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (chambres)  $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (hall de circulation)  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (balcon)  $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

### 2. Mur extérieur :

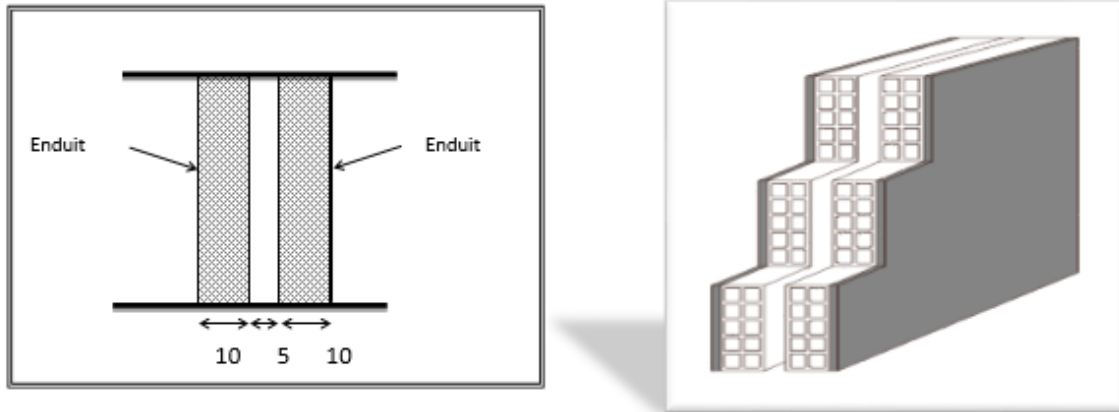
**Tableau II-3:** Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m <sup>3</sup> )	G(Kg/m <sup>2</sup> )
1-Brique creuse	25	1400	350
2-Enduit plâtre	2	1200	24
3-Enduit ciment	2	2000	40
Total			G=414

La charge permanente (niveau RDC)  $G=414 \times (3.10-0.18) = 1208.88 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant)  $G = 1208.88 \text{ kg/ml}$





**Figure II-5 : Représentation des murs extérieurs**

### 3. Murs intérieurs (simple cloison)

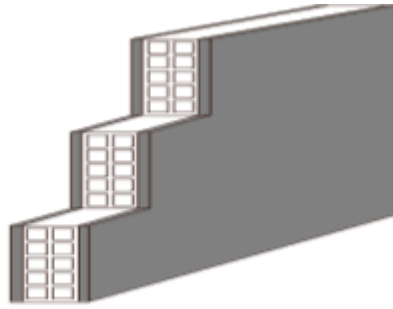
**Tableau II-4 : Charge permanente du mur double cloison.**

N°	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumique	Poids surfacique
1	Enduit en ciment	0,02	2000	40
2	Brique creuse	0,10	900	90
3	Enduit en ciment	0,02	1400	28
			<b>Total</b>	<b>158</b>

La charge permanente (niveau RDC)  $G = 158 \times (3.10 - 0.18) = 461 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant)  $G = 158 \times (3.10 - 0.18) = 461 \text{ kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant : balcon)  $G = 158 \times 1,10 = 173.80 \text{ Kg/m}$



**Figure II-6: Représentation des murs intérieurs**

#### 4. L'acrotère

$$S=0.059 \text{ m}^2$$

$$P= (0,059 \times 2500)=147.57 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit :ep 2cm } G = 55 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente } G=55+147.57 =205\text{Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q=100 \text{ Kg/ml}$$

#### 5. Les balcons : Nos balcons sont en dalle pleine

**Tableau II-5 :** Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D ( $\text{Kg/m}^3$ )	G ( $\text{Kg/m}^2$ )
<b>1- Protection en gravillon</b>	4	2000	80
<b>2-Etanchéité multicouche</b>	2	600	12
<b>3-Forme de pente 1%</b>	10	2200	220
<b>4- Isolation thermique</b>	4	400	16
<b>5-Dalle en BA</b>	15	2500	375
<b>6-Enduit de plâtre</b>	2	2000	20
<b>7-Couche de papier</b>	/	/	1

La charge permanente  $G = 723 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation  $Q = 350\text{Kg/m}$

#### 6. L'escalier

##### Palier

**Tableau II-6:** Evaluation des charges permanentes de palier.

## Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m <sup>3</sup> )	G(Kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40

La charge permanente  $G = 553\text{Kg/m}^2$

La charge d'exploitation  $Q = 250\text{Kg/m}^2$

### Paillasse

**Tableau II-7 :** Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC et etage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m <sup>3</sup> )	G(Kg/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de	2	2000	40
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Marche	15	2200	$(0,15/2) \times 2200 = 165$
5-Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0.15) / \cos 28 = 424$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

La charge permanente  $G = 787 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

### VII. Les poteaux:

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ( $N_u = 1,35G + 1,5Q$ ), cette charge peut être majorée de **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des Tour comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : ( $N_u = 1,1N_u$ )

### a. Etapes de Pré-dimensionnement

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Dimensionnements des poteaux.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du

**RPA 99 / version 2003.**

### b. Dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003 :  $\text{MIN}(a,b) \geq 30\text{cm}$  en zone IIa.

#### Poteaux des 2 rives

**Tableau II-8 : Pré-dimensionnement des poteaux**

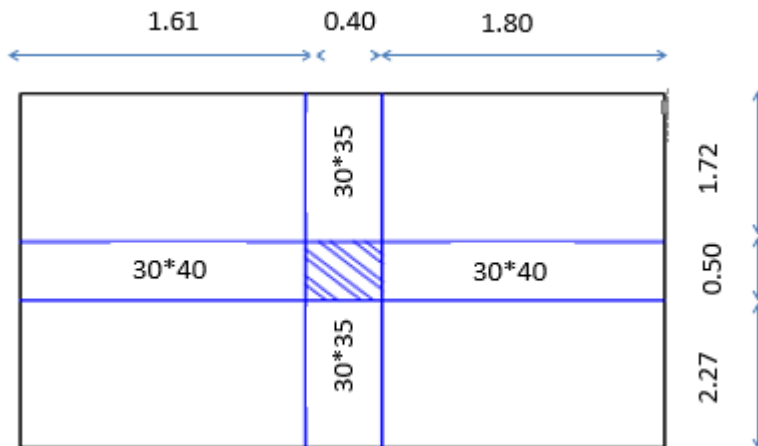
Niveau d'étage		5 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>	2 <sup>ème</sup>	1 <sup>ème</sup>	RDC	SS
<b>Dimensions du poteau</b>	<b>a(cm)</b>	35	35	35	35	35	35	35
	<b>b(cm)</b>	50	50	50	50	50	50	50

#### Poteaux de centre

Niveau d'étage		5 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>	2 <sup>ème</sup>	1 <sup>ème</sup>	RDC	SS
Dimension du poteau	<b>a(cm)</b>	40	40	40	40	40	40	40
	<b>b(cm)</b>	50	50	50	50	50	50	50

### c. Choix du poteau le plus sollicité

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « C-2».



**Figure II-7** : Représentation du poteau le plus sollicité

La surface reprise par les poteaux :

$$S_p = (1.61 + 1.80) \times (2.27 + 1.72) = 13.60 \text{ m}^2$$

$S_p = 13.60 \text{ m}^2$

#### d. Calcul de la longueur de flambement $L_f$

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement  $L_f$  comme suit :

$0,7 \times L_0$  : si le poteau est à ses extrémités :

Soit encastré dans un massif de fondation.

Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

➤  $L_0$  : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend :  $L_f = 0,7 L_0$  (poteau avec des extrémités encastrés jusqu'à fondation).

**RDC et Etage courant** :  $\Rightarrow L_f = 0,7 * 3,10 = 2,17 \text{ m}$

**Sous-sol** :  $\Rightarrow L_f = 0,7 * 3,60 = 2,52 \text{ m}$

#### Calcul de l'effort $\bar{N}_u$

L'effort normal admissible est  $\bar{N}_u = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$  Avec :

$\bar{N}_u$  : Effort normal admissible à l'ELU.

$B_r$  : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur

## Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

toute sa périphérie.

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton tel que.

$\gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$  situation accidentelle.

$f_{c28} = 25$  MPa et  $f_e = 400$  MPa : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

$A_s$ : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,2% de la section réelle du poteau.

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élançement du poteau : **Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).**

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2*\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad ; \text{ pour } \lambda < 50 \quad \text{et} \quad \alpha = \left(0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right) \quad ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{et} \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Où :  $i$  : Rayon de giration.

$\lambda$  : L'élançement géométrique.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$$\overline{N}_u = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Niveau	Dimension (cm)	Br	$L_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$\overline{N}_u$ (kN)
<b>RDC, EC</b>	40x50	1824	2.17	18.79	0.8	400	3815.26
<b>Sous-sol</b>	40x50	1824	2.52	21.82	0.7	400	3719.88

**Tableau II-9 : effort admissible sur les poteaux**

Niveau	q (kN/m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	Q = q x S (kN)	Qcum (kN)
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	1	13.60	13.60	13.60
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	2.5	13.60	34	47.6
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	2.5	13.60	34	81.6
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	2.5	13.60	34	115.6

<b>1<sup>ème</sup> étage</b>	2.5	13.60	34	149.6
<b>RDC</b>	2.5	13.60	34	183.6
<b>Sous-sol</b>	2.5	13.60	34	217.6

**Tableau II-10 : charges d'exploitation reprise par les poteaux**

- **Charge permanente reprises les poteaux**

### 5<sup>ème</sup> étage

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_p = 6.29 \times 13.60 = 85.54 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (1.61 + 1.80)] \times 25 = 10.23 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) \times (1.72 + 2.27)] \times 25 = 10.47 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.5 \times 3.1 \times 25 = 15.5 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 121.74 \text{ KN}}$$

### 4<sup>ème</sup> étage & 3<sup>ème</sup> étage & 2<sup>ème</sup> étage 1<sup>ème</sup> étage RDC

$$G_{\text{plancher ec}} = G \times S_p = 5.58 \times 13.60 = 75.88 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (1.61 + 1.80)] \times 25 = 10.23 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) \times (1.72 + 2.27)] \times 25 = 10.47 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.5 \times 3.1 \times 25 = 15.5 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 112.08 \text{ kN}}$$

### Sous-sol

$$G_{\text{plancher ec}} = G \times S_p = 5.58 \times 13.60 = 75.88 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (1.61 + 1.80)] \times 25 = 10.23 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) \times (1.72 + 2.27)] \times 25 = 10.47 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.5 \times 3.6 \times 25 = 18 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 114.58 \text{ kN}}$$

e. *Vérifications du*  $1,1N_u \leq \overline{N_u}$

## Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive ( $N_u = 1,35G + 1,5Q$ ).

**Tableau II-11** : Vérifications du  $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$  des poteaux

	G (kN)	Gcum (kN)	Qcum (kN)	Nu (kN)	1,1 Nu (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	$1,1 N_u \leq \overline{N_u}$
5 <sup>ème</sup> étage	121.74	121.74	13.60	187.74	203.22	3815.26	<b>Oui</b>
4 <sup>ème</sup> étage	112.08	233.82	47.6	387.05	425.76	3815.26	<b>Oui</b>
3 <sup>ème</sup> étage	112.08	345.9	81.6	598.36	648.30	3815.26	<b>Oui</b>
2 <sup>ème</sup> étage	112.08	457.98	115.6	791.67	870.84	3815.26	<b>Oui</b>
1 <sup>ème</sup> étage	112.08	570.06	149.6	993.98	1093.37	3815.26	<b>Oui</b>
RDC	112.08	682.14	183.6	1196.28	1315.91	3815.26	<b>Oui</b>
Sous-sol	114.58	796.72	217.6	1401.97	1542.16	3719.88	<b>Oui</b>



# CHAPITRE 3

## CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES





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

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

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons les planchers, l'acrotère, les escaliers, les balcons. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant les règlement du B.A.E.L en respectant le Règlement Parasismique Algérien.

### I. Calcul des planchers corps-cieux:

#### 1. Dimensionnement des poutrelles:

Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de Remplissage (corps creux) de dimension (16×20×65) cm<sup>3</sup> et d'une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

#### Rappel sur la méthode de calcul utilisée pour le calcul des nervures (méthode forfaitaire)

- Les poutres et les poutrelles (nervures) d'un plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des méthodes approchées dites forfaitaires que l'on va présenter.
- L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

- C1 → Plancher à surcharge d'exploitation modérée :  $Q \leq \max(2G; 5Kn/m^2)$
- C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1.25$$

- C1 →  $Q=150kg/m^2 \leq \max(2 \times 558kg/m^2 ; 500kg/m^2)$  ..... **condition vérifiée**
- C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. .... **condition vérifiée**
- C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1.25$$

$$0.8 \leq 3.7/4.7 \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.69 \leq 1.25 \dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

- C4 → La fissuration est non préjudiciable .....condition vérifiée

*La méthode forfaitaire ne peut pas être appliquée car la condition C3 n'est pas vérifiée : nous utiliserons donc la méthode Caquot minorée*

**Principe de calcul :**

- Notation de longueur :

$L' = 0,8 L_g$  .....travée intermédiaire.

$L' = 0,8 L_d$  .....travée intermédiaire.

$L = L$  .....travée de rive.

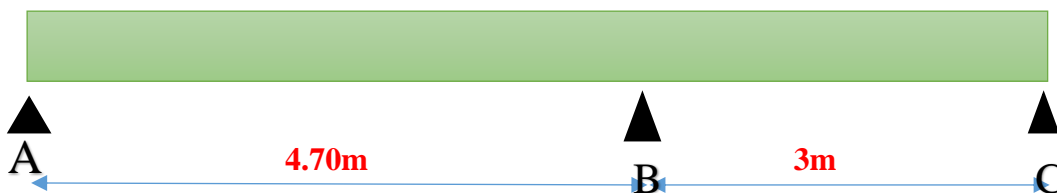
**Moments en appui**

$M_a = 0,5M_0$  appui de rive, avec  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$  Appui intermédiaire.

Moment en travée

$$M_x(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l} = M_0(x) - |M_g| + \frac{|M_g| - |M_d|}{l} x$$



### 2. Ferrailage des nervures.

**Ferraillage à l'ELU**

- ✓ Moment en travée :  $M_t = 18.39 \text{ kN.m}$
- ✓ Moment en appui :  $M_{app} = 15.50 \text{ kN.m}$
- ✓ Effort tranchant maximum :  $V_u = 9.43 \text{ kN}$
- ✓ Pour le béton,  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- ✓ Pour les aciers,  $F_e \text{ E400}$

- ✓ Fissuration peu préjudiciable.
- ✓ Section en té:  $b = 65\text{cm}$ ;  $b_1 = 25\text{cm}$  ;  $b_0 = 15\text{ cm}$ ;  $h_t = 21\text{cm}$  ;  $h_o = 5\text{cm}$
- ✓ Enrobage :  $c = 3\text{cm}$  ;  $d = h_t - c = 18\text{cm}$
- ✓

### Ferraillage en travée

$$M_u = 18.39\text{kN.m}$$

$$M_{btu} = f_{bc} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.05 \left( 0.2 - \frac{0.05}{2} \right) = 0.080\text{MN.m}$$

$$M_u = 0.0183 < M_{btu} = 0.094\text{MN.m}$$

C'est-à-dire on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table (b).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.39 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.06 \quad ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l > \mu_{bu} \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = 0.079$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 180(1 - 0.4 \times 0.0454) = 174.28\text{mm}$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{18.39 \times 10^6}{174.28 \times \frac{400}{1.15}} = 303.36\text{mm}^2 = 3.03\text{cm}^2$$

- Section d'armature minimale

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.4\text{cm}^2 < A_u^t$$

**Donc  $A_u^t = 3.03\text{cm}^2$  ; on opte pour 3HA12 soit  $3.39\text{cm}^2$**

### Ferraillage en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.50 \times 10^6}{150 \times 180^2 \times 14.2} = 0.224 \quad ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l > \mu_{bu} \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.123}) = 0.322$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 180(1 - 0.4 \times 0.164) = 156.79 \text{ mm} = 15.6 \text{ cm}$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{15.50 \times 10^6}{156 \times \frac{400}{1.15}} = 285.65 \text{ mm}^2 = \mathbf{2.85 \text{ cm}^2}$$

- **Section d'armature minimale**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_u^a$$

**Donc  $A_u^a = 1.61 \text{ cm}^2$  on opte pour 3HA12 soit  $3.39 \text{ cm}^2$**

Sur appuis : **As calculé** = 2.85 (cm<sup>2</sup>) : ..... **As adopté** = 3HA12

Sur travée : **As calculé** = 3.03 (cm<sup>2</sup>) : ..... **As adopté** = 3HA12

- **Vérification de l'effort tranchant**

- $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{9.43 \times 10^3}{150 \times 200} = 0.314 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.314 < \overline{\tau_u} = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$  : la section résiste au cisaillement →  
Les armatures transversales sont des armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ).

**Armatures transversales :**

**Diamètre maximal des armatures d'âmes**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lim}\right) = \min(0.6 \text{ cm}; 1.5 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm}) = 0.63 \text{ cm}$$

Soit  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  → on adopte un étrier de  $\phi 6$  avec  **$A_t = 0.57 \text{ cm}^2$**

**Espacement :**

Fissuration peu nuisible  $k=1$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3f_{tj} \times K)} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{150(0.314 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = -39 \text{ cm}$$

- D'après le BAEL91

- $S_t \leq (0.9d ; 40 \text{ cm}) = (16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Phi$

- $S_t = \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 15} = 38 \text{ cm}$

$$\bullet \quad S_t = \frac{A_t \times f_e}{(\tau_u \times b_0)} = \frac{0.57 \times 400}{0.314 \times 15} = 48.40 \text{ cm}$$

**Donc  $S_t = S_{t \text{ min}} = 18 \text{ cm}$**

• **Espacement selon RPA**

- *En zone nodale*

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{\text{min}}; 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{21}{4}; 12 \times 10; 30 \text{ cm}\right) = 5 \text{ cm}$$

- *En zone courante*

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10.5 \text{ cm} \quad \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus nu de l'appui (*RPA99 Version 2003*).

**L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui de rive**

$$\frac{2V_u}{b_0 \times a} \leq \frac{0.80 f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow a \geq \frac{2 \times V_u \times \gamma_b}{0.8 b_0 f_{c28}} = \frac{2 \times 9430 \times 1.5}{0.8 \times 150 \times 25} = 0.94 \text{ cm}$$

$$1.69 \leq a \leq 0.9d \rightarrow 1.69 \leq a \leq 16.2$$

**Donc on prend  $a = 15 \text{ cm}$**

On doit comparer cette valeur de (**a**) avec la longueur de l'appui qui est la poutre principale

$$l = 30 \text{ cm} \leftrightarrow a < l = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

**Ferraillage à l'ELS**

La fissuration est peu préjudiciable pour une poutrelle à étage courant : donc le ferraillage se fera uniquement à l'ELU.

**3. Ferraillage de la dalle de compression**

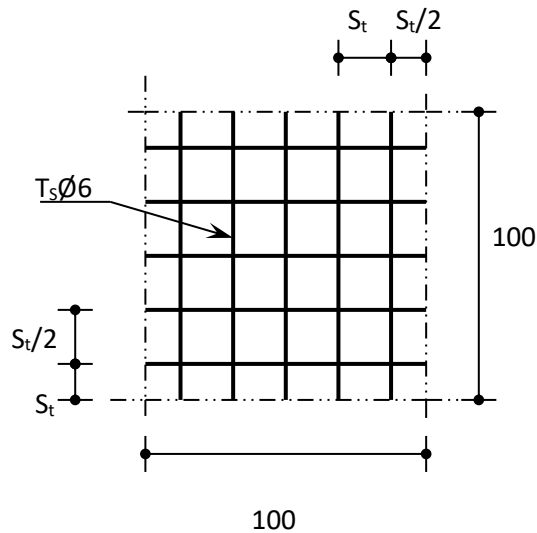
La dalle de compression d'épaisseur 5 cm doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **20 cm (5 par mètre)** pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- **33 cm (3 par mètre)** pour les barres parallèle aux poutrelles.

*Armatures perpendiculaires aux poutrelles :*

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec: } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$



Avec :

$L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65$  cm).

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

$A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles  $\Phi$

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_e = 400 \text{ MPa}$

On a :  $L_1 = 65$  cm

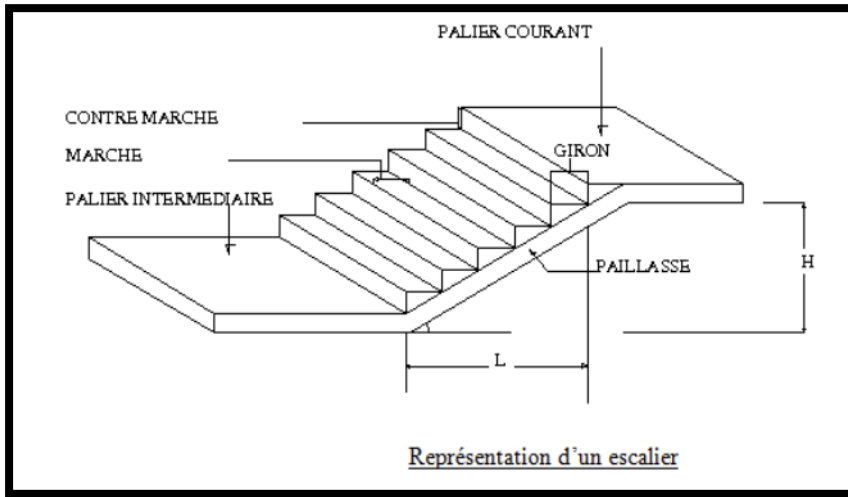
- $A_1 = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$  soit 5HA6  $A_1 = 1.41 \text{ cm}^2$
- $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$
- $A_2 = A_1 / 4 = 0.35 \text{ cm}$  soit 5HA6  $A_1 = 1.41 \text{ cm}^2$

**Donc on opte pour un treillis soudés  $\Phi 6$  et un espacement (20x20)cm**



### II. Calcul des escaliers :

L'escalier se présente comme un traditionnel en béton armé de largeur 1.90m et longueur de volée 3.50m et avec un palier de 1.50m de largeur



**Figure III-1 : escalier**

✓ **Evaluations des charges**

Pour notre escalier nous avons :

Palier .....  $G_{\text{palier}} = 5.53 \text{ KN/m}^2$

Paillasse .....  $G_{\text{paillasse}} = 7.87 \text{ KN/m}^2$

Surcharge .....  $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

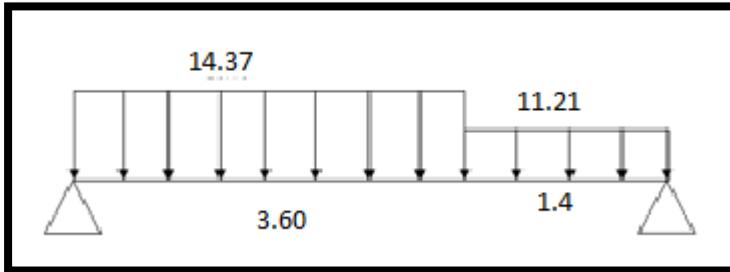
✓ Les Combinaisons de charges sont les suivantes :

- **ELU :  $1.35 G + 1.5 Q$**
- **ELS :  $G + Q$**
- $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Palier :  $G = 5.53 \text{ KN/m}^2$
- $q_u \text{ Palier} = 1.35 (5.53) + 1.5 (2.50) = 11.21 \text{ KN/m}^2$
- $q_s \text{ Palier} = 5.53 + 2.50 = 8.03 \text{ KN/m}^2$
- Paillasse :  $G = 7.87 \text{ KN/m}^2$
- $q_u \text{ Paillasse} = 1.35 (7.87) + 1.5 (2.5) = 14.37 \text{ KN/m}^2$
- $q_s \text{ Paillasse} = 7.87 + 2.50 = 10.37 \text{ KN/m}^2$

✓ Calcul de la charge équivalente :

$$q_e = \sum q_i \times L_i / \sum L_i$$

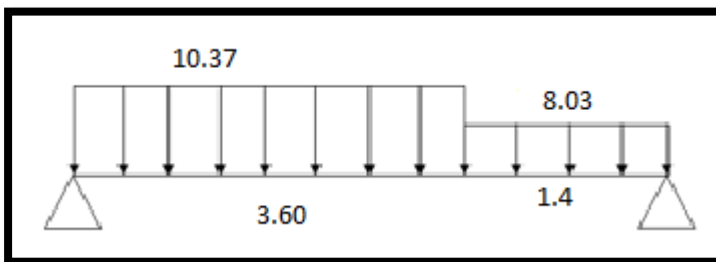
• ELU:



$$q_{e(u)} = (11.21 \times 1.40 + 14.37 \times 3.60) / (3.60 + 1.40)$$

$$\rightarrow q_{e(u)} = 13.48 \text{ KN/m}$$

• ELS:



$$q_{e(s)} = (8.03 \times 1.40 + 10.37 \times 3.60) / (3.60 + 1.40)$$

$$\rightarrow q_{e(s)} = 9.71 \text{ KN/m}$$

✓ Moment de calcul

On supposera que l'escalier est partiellement encastré dans les poutres du fait de sa solidarité entre les deux

$$M_a = (0.3 ; 0.5) M_o$$

$$M_t = (0.7 ; 0.85) M_o$$

$$M_o = qL^2/8$$

- **ELU**

$$M_{ou} = q_{e(u)} L^2/8 = 13.48 (5)^2/8 = 42.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0.85 M_{ou} = 0.85 \times 42.12 = 35.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 0.3 M_{ou} = 0.3 \times 42.12 = 12.63 \text{ KN.m}$$

- **ELS**

$$M_0 = q_{e(s)} L^2/8 = 30.34 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 9.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 25.78 \text{ KN.m}$$

### Calcul du ferrailage :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries donc les fissurations sont considérées comme peu nuisible. La section est soumise en flexion simple

$$b = 100\text{cm} ; d = 14\text{cm} ; c = c' = 2 \text{ cm} ; \sigma_s = 348\text{MPa} ; f_{bu} = 14,2\text{MPa}.$$

➤ **Ferrailage longitudinal :**

Ferrailage en travée :  $M_{travée} = 35.80 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{35800000}{1000(140)^2 \times 14,2} = 0,12 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.17$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14 \times (1 - 0,4 \times 0,11) = 130.48$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{35800000}{130.4 \times 348} = 788\text{mm}^2 = 7.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 7\text{HA12/ml} = 7.90 \text{ cm}^2$$

**Ferrailage en appui :  $M(\text{appui}) = 12.63 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{12630000}{1000(140)^2 \times 14,2} = 0,045 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,058$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14 \times (1 - 0,4 \times 0,038) = 13.67 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} = \frac{12630000}{136.7 \times 348} = 265\text{mm}^2 = 2.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4\text{HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = 1.97 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 5H\phi 8 \text{ (2.51 cm}^2\text{/ml)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24,77 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,19 \text{ MPa}$$

➤ **Ferraillage transversal :**

Effort tranchant maximal :  $V_u = 28,02 \text{ KN}$

La contrainte de cisaillement maximale est de:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28,02 \times 1000}{1000 \times 140} = 0,2 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

On placera des armatures de répartition à raison de **5HA8/ml**, et les marches ne seront pas ferraillées.

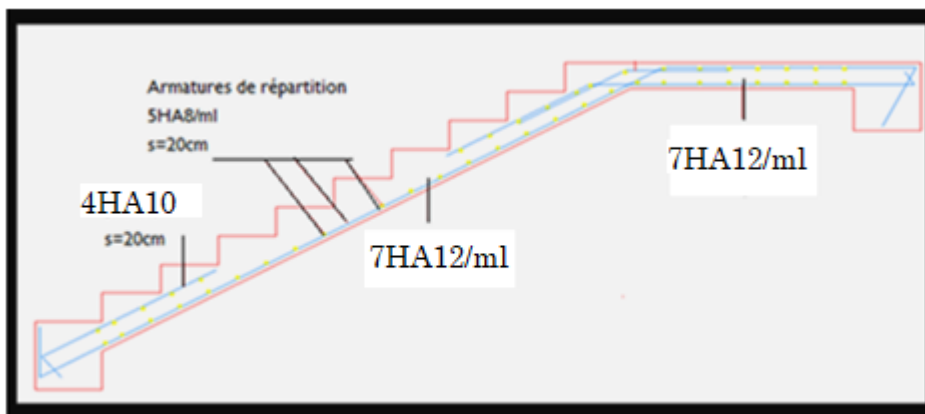


Figure III -2: ferraillage escalier

**Ferraillage de la poutre palière :**

Le palier est posé sur une poutre palière soumise à la flexion simple plus la torsion ; elle soumise aux sollicitations dues à son poids propre et au réaction qui proviennent des escaliers

✓ **Pré-Dimensionnement**

- Selon la RPA 99/2003  $\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{conditions vérifiées}$

Donc nous allons adopté une section (30x35)cm<sup>2</sup>

✓ **Evalution des charges**

- Poids propre : (30x35x25) = 2.6 KN/ml
- Reaction de la poutre
- $R_u = \frac{13.48 \times 4}{2} = 26.96 \text{KN}$
- $R_s = \frac{9.71 \times 4}{2} = 19.42 \text{KN}$

✓ **Sollicitations de calcul**

- **ELU**

$$q_u = 1.35 G + R_u$$

$$\rightarrow 1.35 \times 2.6 + 26.96 = 30.47 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{30.47 \times (4)^2}{8} = 60.94 \text{ KN}$$

$$M_0 = 60.94 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

$$M_t = 0.85 M_0 = 51.79 \text{ KN.m}$$

- **En appui**

$$M_a = 0.3 M_0 = 18.28 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage longitudinal**

$$b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad h = 35 \text{ cm} \quad ; \quad d = 33 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2$$

**Ferraillage en travée** :  $M_{travée} = 51.79 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{51790000}{1000(330)^2 \times 14.2} = 0,03 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,042$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 33 \times (1 - 0,4 \times 0,11) = 32.44 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{51790000}{324 \times 348} = 459 \text{ mm}^2 = 4.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

**Ferrailage en appui :**  $M$  (appui) = 18.28 KN.m

$\mu = \frac{18280000}{1000(330)^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$  (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,014$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 33 \times (1 - 0,4 \times 0,038) = 32,80 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} = \frac{11700000}{328 \times 348} = 10200 \text{ mm}^2 = 10,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

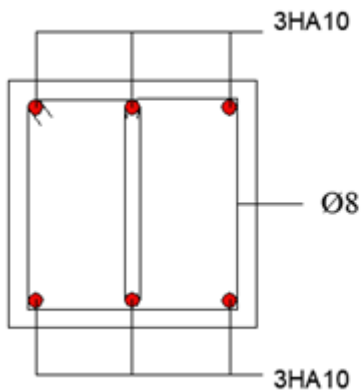
➤ **Ferrailage transversal :**

Effort tranchant maximal :  $V_u = 47,29\text{KN}$

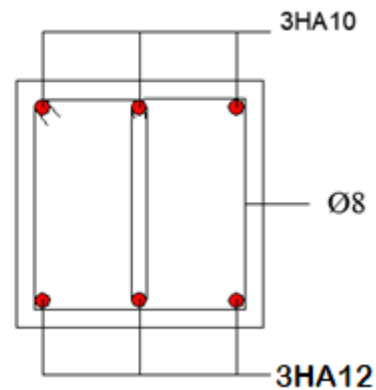
La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{47,29 \times 1000}{1000 \times 140} = 0,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$



En appui



En travée

**Figure III-3 : ferrailage poutre palière (30x45) cm<sup>2</sup>**

### III. Calcul de l'acrotère:

L'acrotère est un élément de protection contournant le bâtiment. Il est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse à une hauteur total  $h=60\text{cm}$  et une épaisseur  $e = 10\text{cm}$ .

D'après les actions montrées sur la figure ci-dessous l'acrotère sera calculé en flexion composée, cette sollicitation est due à l'effort normal (N) que présente le poids propre de l'acrotère et un moment qui est provoqué par l'application d'une action due à la main courante (q) avec  $q=100\text{kg/ml}$

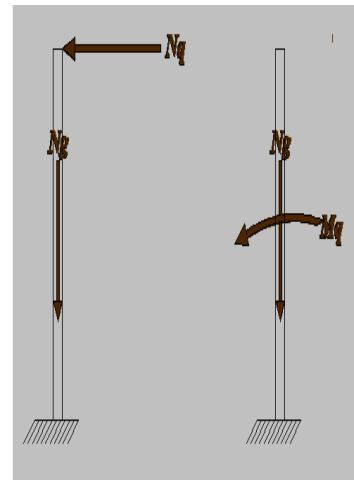
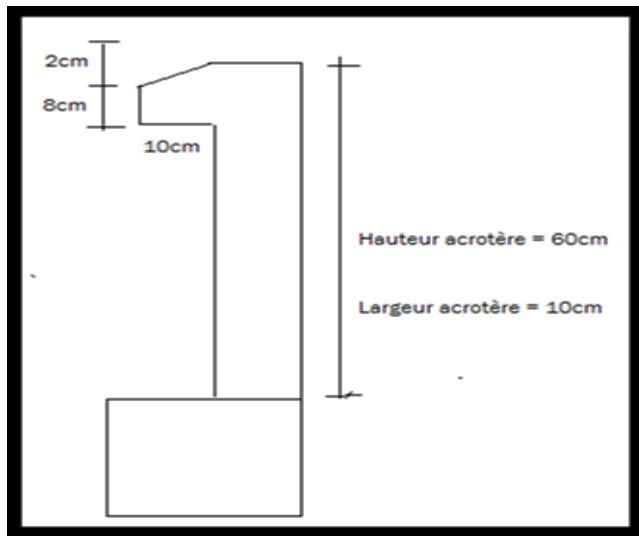


Figure III-4 : acrotère

#### ✓ Poids propre de l'acrotère :

On considère le poids d'une bande d'acrotère de longueur unitaire appliqué en son centre de gravité : soit ( $N_G$ ).

#### • Enduit :

ép. = 2cm  $\rightarrow 55 \text{ kg/ml} = 0.55 \text{ KN/ml}$

$$S_{acrotère} = (0.02 \times 0.10) / (2) + (0.08 \times 0.10) + (0.07 \times 0.3) + (0.10 \times 0.50) = 0.059 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow S_{acrotère} = 0.059 \text{ m}^2$$

#### • Béton :

$$G_{béton} = 2500 \times 0.059 = 147.5 \text{ kg/ml}$$

$$G_{total} = 147.5 + 55 = 203 \text{ kg/ml}$$

✓ **Charge horizontale :**

Il s'agit d'un effort normal ( $Q$ ), que pourrait appliquer une main horizontalement à l'extrémité de la console générant un moment d'encastrement ( $M_Q$ ) avec lequel on calculera la section d'armature ( $Q$ ) est prise égale à **100Kg/ml**.

✓ **Détermination des efforts :**

$$N_G = 2.03 \text{ KN}; M_G = 0$$

$$N_Q = 0; M_Q = Q \times h = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$$

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

✓ **Détermination des sollicitations :**

- **ELU**  $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$

$$\rightarrow 1.35 \times 0 + 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$\rightarrow 1.35 \times 2.03 + 1.5 \times 0 = 2.74 \text{ KN}$$

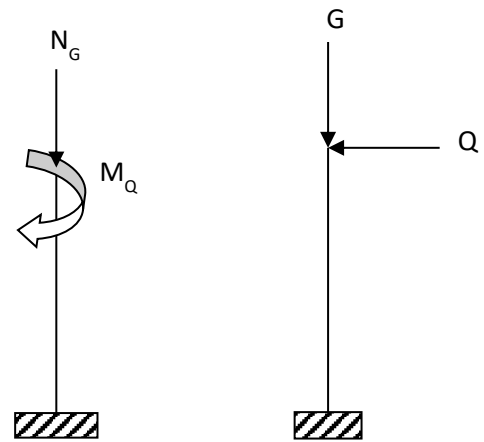
- **ELS**  $M_{ser} = M_G + M_Q = 0 + 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 2.03 + 0 = 2.03 \text{ KN}$$

✓ **Calcul de l'excentricité  $e_0$  :**

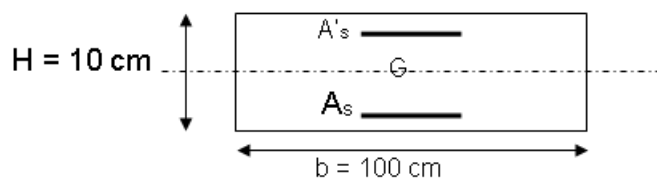
$$e_1 = \frac{M_{uG}}{N_{uG}} = \frac{0.75}{2.74} = 0.27 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.27 > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$



**Calcul du Ferrailage :**

- **ELU :**



**Section de calcul de l'acrotère.**

$$H = 10 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$



L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :  $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

- ✓  $M_{uG}$  et  $N_u$  : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton
- ✓  $M_{uA}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\Rightarrow M_{uA} = 75 + 274 \times (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 0.83 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des aciers à la flexion simple :**

$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.83 \times 1000000}{1000 \times (80)^2 \times 14.2} = 0.009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$  (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$$

$$\beta = d \times (1 - 0,4\alpha) = 8 \times (1 - 0,4 \times 0,011) = 7.96 \text{ cm}$$

$$A_{LS} = \frac{M_{uA}}{Z \times \sigma_s} = \frac{0.83 \times 1000000}{79.6 \times 348} = 30 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{LS} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 30 - \frac{2740}{348} = 22.13 \text{ mm}^2 = 0.221 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23(bd) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(1000 \times 80) \times \frac{2,1}{400} = 96,6 \text{ mm}^2 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4\text{HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de l'espacement :**

$$s_t = \min(3h ; 33)\text{cm} \rightarrow s_t = 30 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = 0,50\text{cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA6} (1.13 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  ( $\tau_u$ : contrainte de cisaillement maximale)

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

Avec :  $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 100 = 150\text{kg}$

$$\tau_u = \frac{150 \times 10}{10^3 \times 80} = 0,019\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,075}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,075}{1,5} \times 25 = 1,25\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,019\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 12,5\text{MPa} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

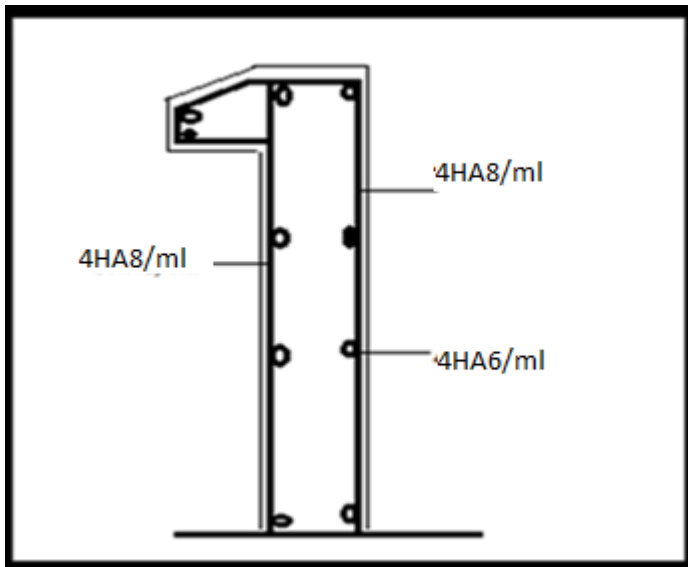


Figure III-5 : ferrailage de l'acrotère.

#### IV. Calcul des balcons:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres. L'épaisseur est conditionnée par:  $L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow$  on a:  $L = 3.70m$

$10 \leq e \leq 14.5$  on prend :  $e = 15$  cm.

##### ✓ Condition de résistance au feu

$e \geq 7$ cm pour une heure

$e \geq 11$ cm pour 2 heures

Nous adoptons  $e = 15$  cm

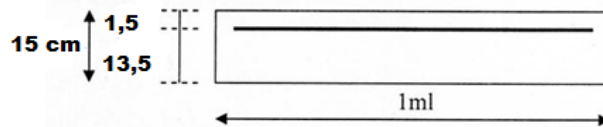


Figure III-6 : balcon

$h = 15$  cm.

$d = 0,9 \times h = 13,5$  cm.

La charge permanente  $G = 723 \text{Kg/ m}^2$

La charge d'exploitation  $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

Largeur : 1.50 m

Longueur : 3.76 m

Epaisseur : 15 cm

$G = 723 \text{ kg/m}^2$

$Q_B = 350 \text{ kg/m}^2$

- **E.L.U**

$$Q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 (7.23) + 1.50 (3.50)$$

$$Q_u = 15.01 \text{ KN/ml}$$

- **E.L.S**

$$Q_s = G + Q = 7.23 + 3.50$$

$$Q_s = 10.73 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments d'encastremets**

$$L_y \geq L_x/2 \quad 3.76 \geq 1.50/2 = 0.75$$

- **ELU**

$$M_{ux} = Q_u \cdot L_x^2 / 8(L_y - L_x/2) + Q_u \cdot L_x^3 / 48 = 13.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = Q_u \cdot L_x^3 / 24 = 2.1 \text{ KN.m}$$

- **ELS**

$$M_{ser x} = Q_s \cdot L_x^2 / 8(L_y - L_x/2) + Q_s \cdot L_x^3 / 48 = 9.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser y} = Q_s \cdot L_x^3 / 24 = 1.5 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des armatures à l'ELU**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$b=100 \text{ cm} ; h = 15\text{cm} ; d =13.5\text{cm} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_{bu}= 14,20\text{MPa} ; f_{c28} =25 \text{ MPa}$

✓ **Moments ultime réduit**

• **Sens- X**

$$M_{ux} = 13.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_x = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{13.75 \times 1000000}{1000 \times 135^2 \times 14,2} = 0,057 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,073$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 13.5 \times (1 - 0,4 \times 0,11) = 12.61$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{13750000}{126 \times 348} = 313 \text{ mm}^2 = 3.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } A_u = 4\text{HA12/ml} = 4.52 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité : Elle s'écrit :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{100 \times 135 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

**Choix de la section,  $A = 4\text{HA8/ml} = 2,01\text{cm}^2$**

✓ **Armatures de répartition**

Les armatures de répartition sont déduites par la formule suivante :

$$A_{\text{rép}} = \frac{A}{4} = 0,50\text{cm}^2$$

**Choix de la section,  $A_r = 3\text{HA8} = 1,51\text{cm}^2$**

Soit un espacement de 20cm.s

- Sens-Y

$$M_{uy} = 2.1 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.1 \times 1000000}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.0085 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.010$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 135 \times (1 - 0.4 \times 0.11) = 12.94$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{2100000}{129 \times 348} = 46.77 \text{ mm}^2 = 0.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } A_s = \mathbf{4HA6/ml} = \mathbf{1.13 \text{ cm}^2}$$

# CHAPITRE 4

## ÉTUDE SISMIQUE





Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute parmi celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

### I. Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

### II. Vérification de la section des poteaux sous l'effort sismique :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

**Coffrage : (RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.1))**

**Tableau IV-1 : Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.**

condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$	Oui
$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{Min}(b, h) = 30\text{cm} \geq (h_e/20) = (310)/20 = 15.5\text{cm}$	Oui
$0.25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (b/h) = 0.8 \leq 4$	Oui

#### Vérification spécifiques selon le RPA 99 / version 2003 : Sollicitations normale

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1)** :

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A 93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

*Les valeurs des sollicitations  $N_d$  sont calculées à l'aide de Robot structural analysis 2019*



**Tableau IV-2:** Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux.

	N <sub>d</sub> (kN)	f <sub>c28</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	B (cm <sup>2</sup> )	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	157.06	2.50	2000	0.03	<b>Condition vérifiée</b>
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	296.14	2.50	2000	0.05	<b>Condition vérifiée</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	453.33	2.50	2000	0.09	<b>Condition vérifiée</b>
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	613.28	2.50	2000	0.12	<b>Condition vérifiée</b>
<b>1<sup>ème</sup> étage</b>	775.51	2.50	2000	0.15	<b>Condition vérifiée</b>
<b>RDC</b>	941.93	2.50	2000	<b>0.18</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Sous-sol</b>	1005.17	2.50	2000	<b>0.20</b>	<b>Condition vérifiée</b>

### III. Méthode de calcul

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

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

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, d'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la **zone sismique II a groupe d'usage 2**

#### 1. Méthode d'analyse modale spectrale

##### a. 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.

##### b. Domaine d'application

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

### Spectre de réponse de calcul

Selon le **RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

#### c. Détermination des paramètres

A : Coefficient d'accélération de zone.

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

Q : Facteur de qualité.

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

$\zeta$  : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA 99/ version 2003)

#### ➤ Classification de site

Selon le **RPA 99 / version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol ferme (**Catégorie S2**).

➤ **Coefficient d'accélération A**

**Zone IIa, groupe 2**, (D'après la classification sismique de wilaya Annaba : **RPA 99 / version 2003** alors d'après les deux critères précédents on obtient :

Dans notre cas **A= 0.15 (tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)**

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

Il dépend de la classification de sol et de la période **T** de la structure (d'après **l'article 4.2** de **l'RPA 99 / version 2003**) avec :

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

➤ **Périodes caractéristiques T1 ; T2**

Pour notre site type : **S2**      **T1 = 0,15s**      **T2 = 0,40s (tab 4.7 de la RPA 99/2003)**

➤ **Coefficient de correction d'amortissement η**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

$$\eta = 1.52 > 0.7$$

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

$\xi = 7 \%$  pour un contreventement mixte ( $\eta = 1.52$ ).

➤ **Période fondamentale (T)**

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} = 0.05 \times (22.2)^{3/4} = 0.51s \quad \text{Avec :}$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 22.2m$$

**On a :**     $T_2 = 0.40sec$

$$T_2 = 0.40 \leq T = 0.448s \leq 3.0 \text{ sec}$$

**Donc :**  $D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 3.22$

➤ **Coefficient de comportement R**

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3** de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4** du **RPA 99 / version 2003**. Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

➤ **Facteur de qualité Q**

**Tableau IV-3 : Pénalité en fonction de critère de qualité**

Critère q	Pq	
<b>Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0.05	0.05
<b>redondance en plan</b>	0.05	0.05
<b>Régularité en plan</b>	0	0
<b>Régularité en élévation</b>	0	0
<b>contrôle de la qualité des matériaux</b>	0.05	0.05
<b>contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0.1	0.1
<b>la somme</b>	0,25	0,25

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$

D'où **P<sub>q</sub>**: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non.

$Q = 1.20$

**d. Nombre de mode à considérer**

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4)** : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée

### e. Modélisation

Notre structure est régulière en plan d'après l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme)

**Tableau IV-4** : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats **Robot 2019**).

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masse s cumulé es UX(%)	Masse s cumulé es UY(%)	Masse s cumulé es UZ(%)	Masses Modale UX (%)	Masse s Modal e UY (%) )	Masses Modale UZ (%)
1	1.74	0.57	18.43	46.47	0.01	18.43	46.47	0.01
2	1.78	0.56	75.97	58.08	0.01	57.54	11.61	0.00
3	2.55	0.39	76.70	73.50	0.01	0.73	15.42	0.00
4	5.81	0.17	85.28	77.03	0.01	8.58	3.53	0.00
5	6.00	0.17	89.06	85.36	0.01	3.78	8.33	0.00
6	9.25	0.11	89.06	88.41	0.01	0.00	3.05	0.00
7	11.01	0.09	92.60	89.35	0.03	3.54	0.94	0.02
8	11.24	0.09	94.06	92.12	0.06	1.46	2.77	0.03
9	11.95	0.09	94.06	92.13	2.56	0.00	0.01	2.50
10	11.99	0.08	94.06	92.13	3.50	0.00	0.00	0.94

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art4.2.4.b)**: **30%** de la valeur trouvée des formules empiriques ne doit pas dépasser la valeur de **T** calculée.

**$0.51 \times 0,3 = 0.15 \text{ sec} < T = 0.57 \text{ sec}$**  la condition vérifiée

### f. Poids total de la structure

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction  $\beta$  des charges d'exploitations d'après le tableau **4.5 de RPA 99 / version 2003**.

**W** : poids total de la structure.

**W<sub>Gi</sub>**: poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

**W<sub>Qi</sub>**: charges d'exploitations.

$\beta$ : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

Pour notre type de Tour (bâtiment d'habitation) :  $\beta = 0.20$

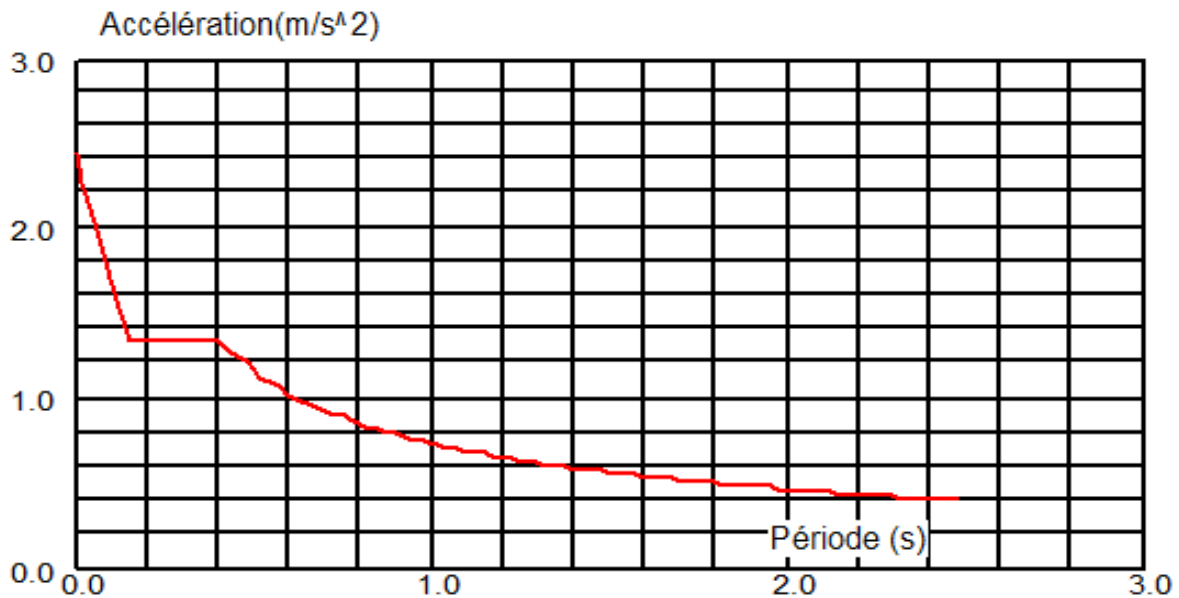
Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le **Logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2019**.

$$\sum W_i = 21138.92 \text{ KN}$$

### Application de la méthode d'analyse modale spectrale

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

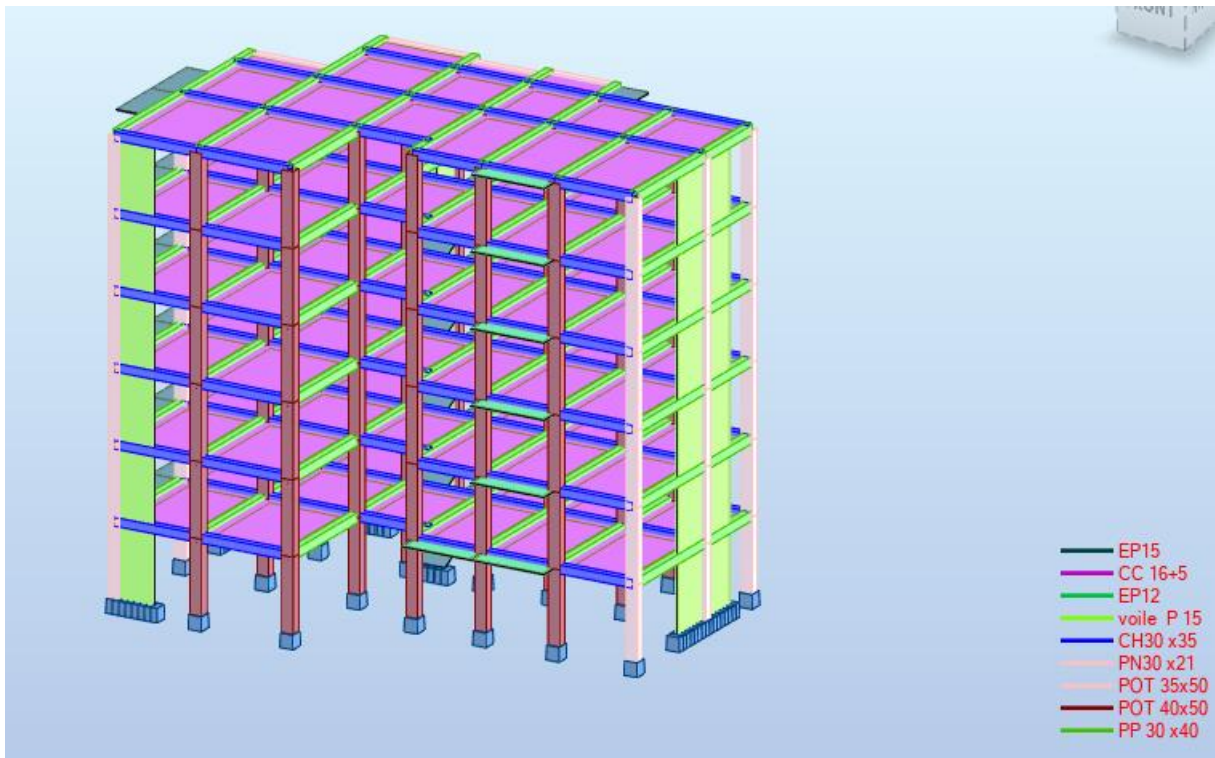
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\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



**Figure IV-1** : Spectre de réponse

### g. Disposition des voiles :

Figure IV-2 : Vue en 3D de la structure



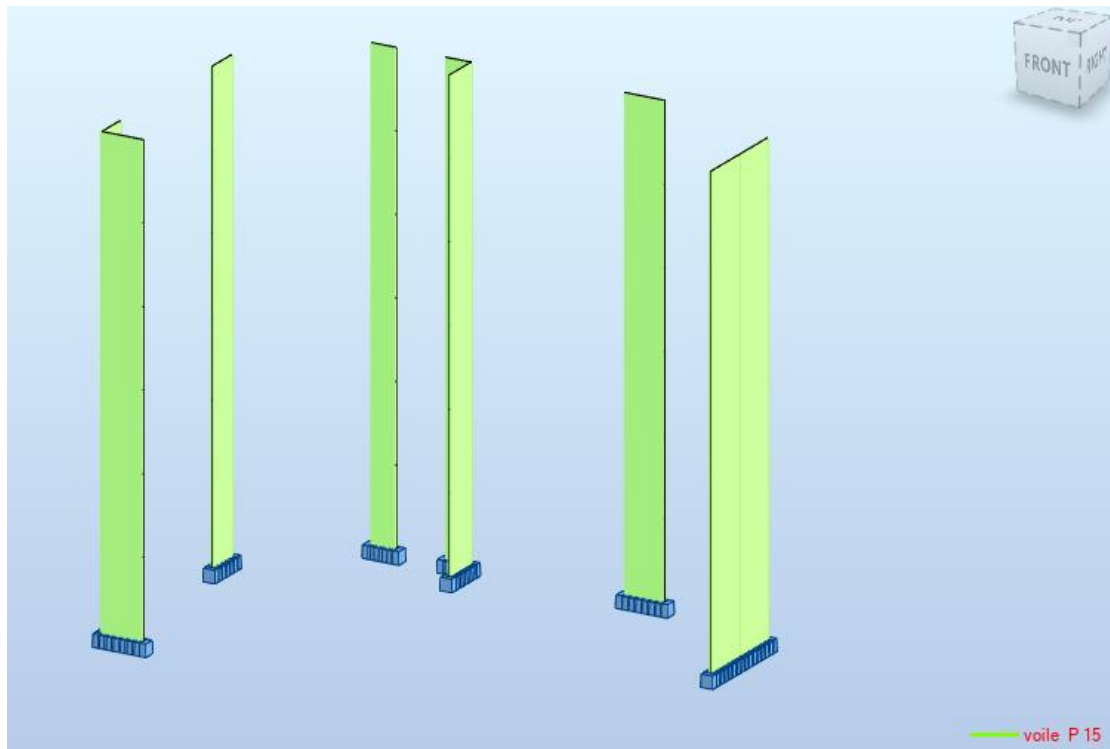


Figure IV-3 : Vue en 3D des voiles

*Remarque : toutes autres dispositions des voiles ne permettent pas d'avoir une translation dans les 2 premiers modes : ceci justifie le choix de la position des voiles*



IV. Interprétations des résultats

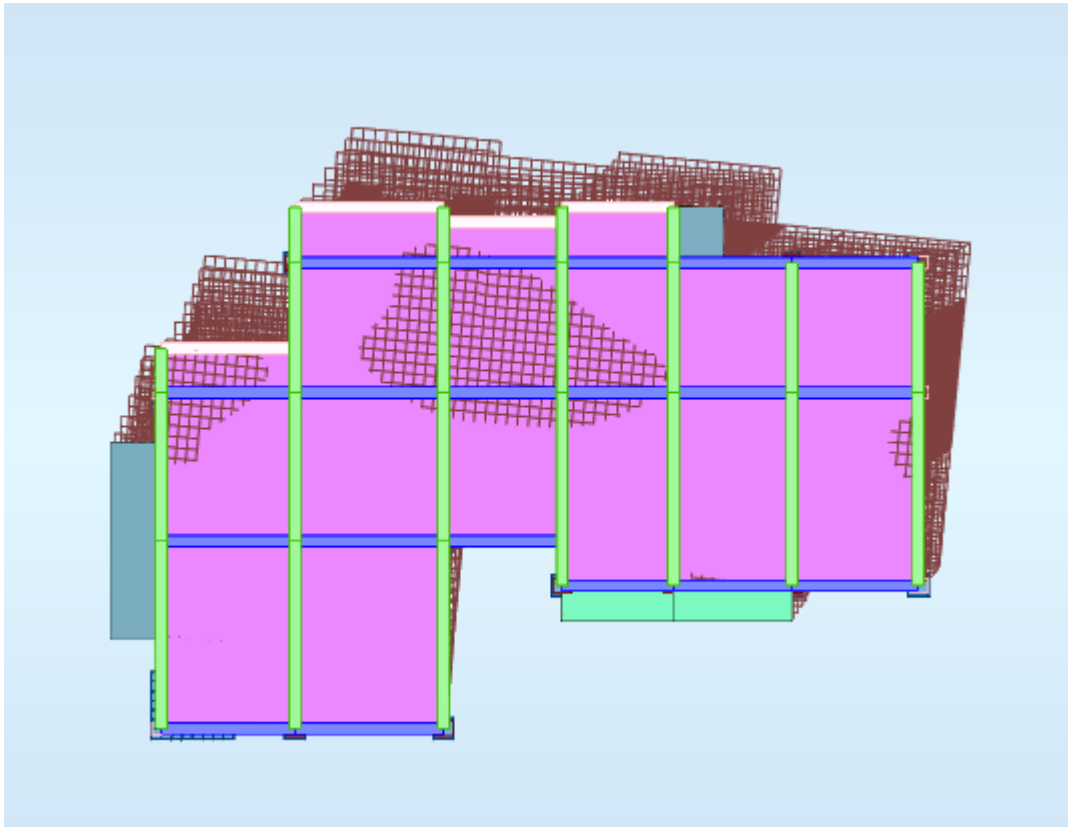


Figure IV-4 : 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de **Robot 2019**).

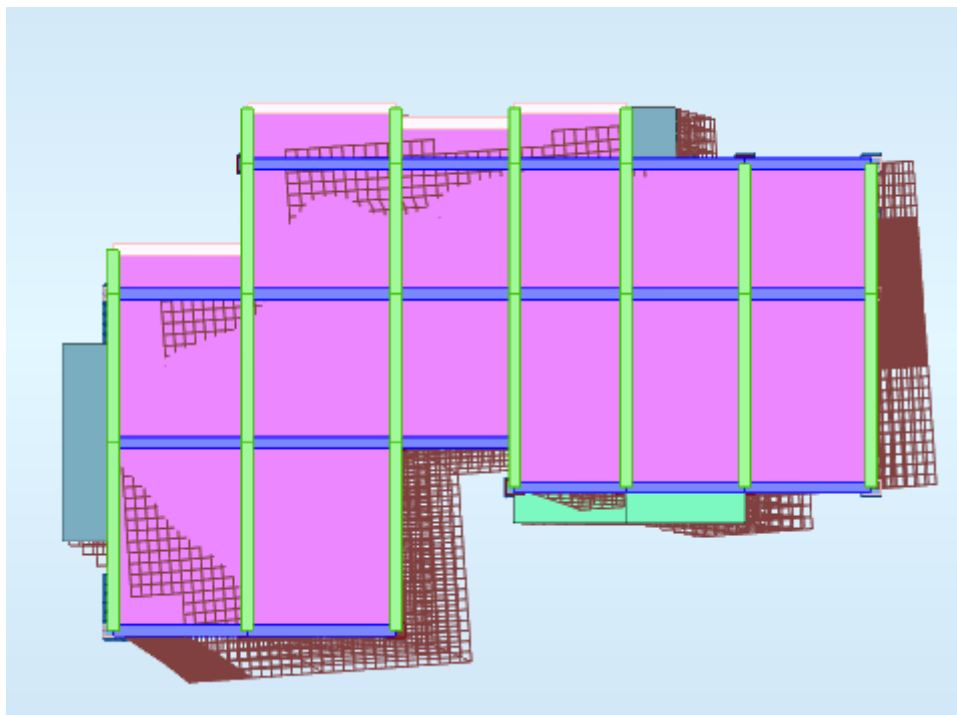
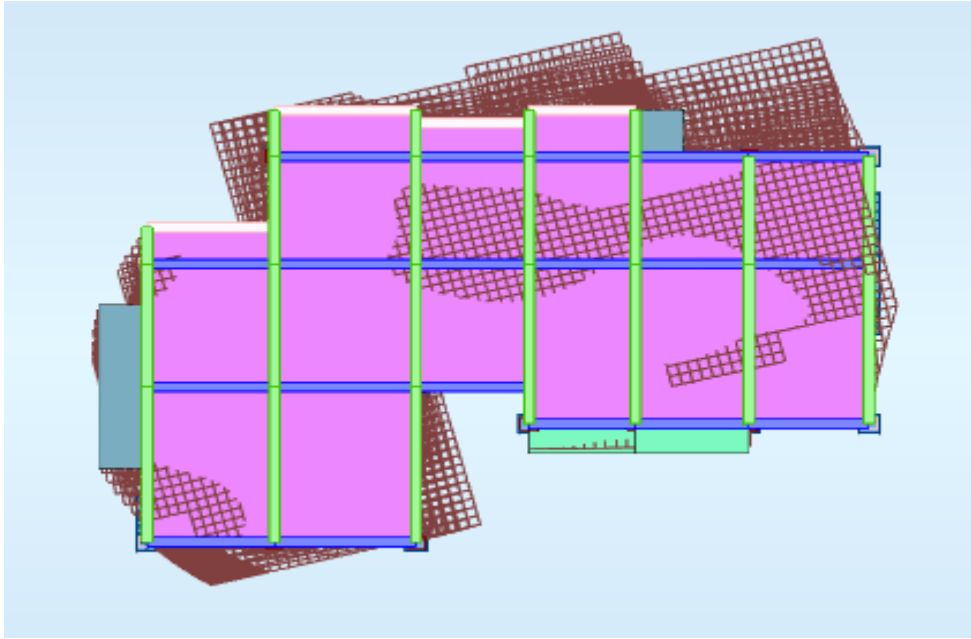
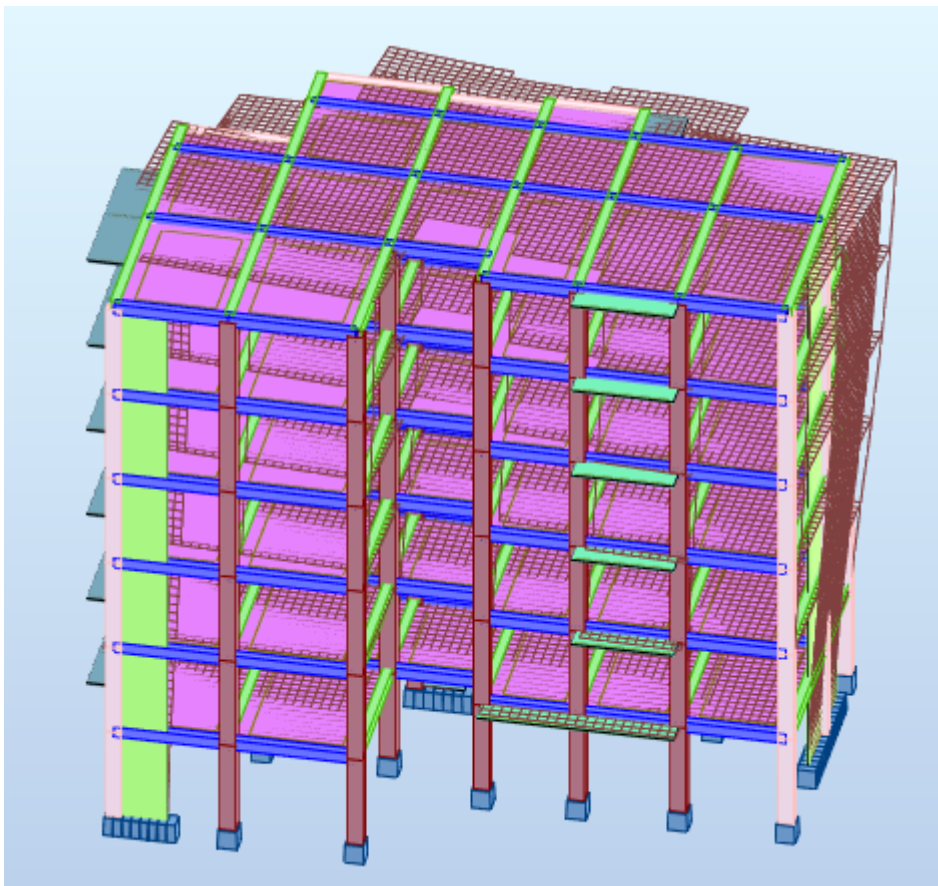


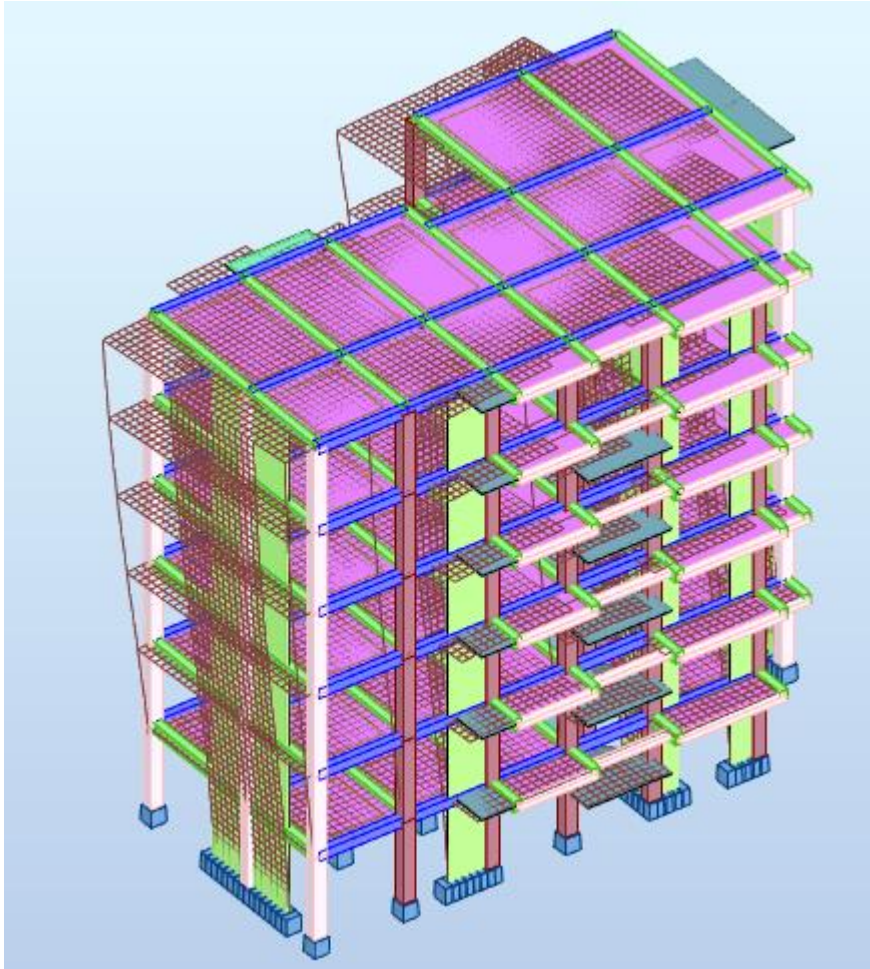
Figure IV-5 : 2<sup>eme</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de **Robot 2019**).



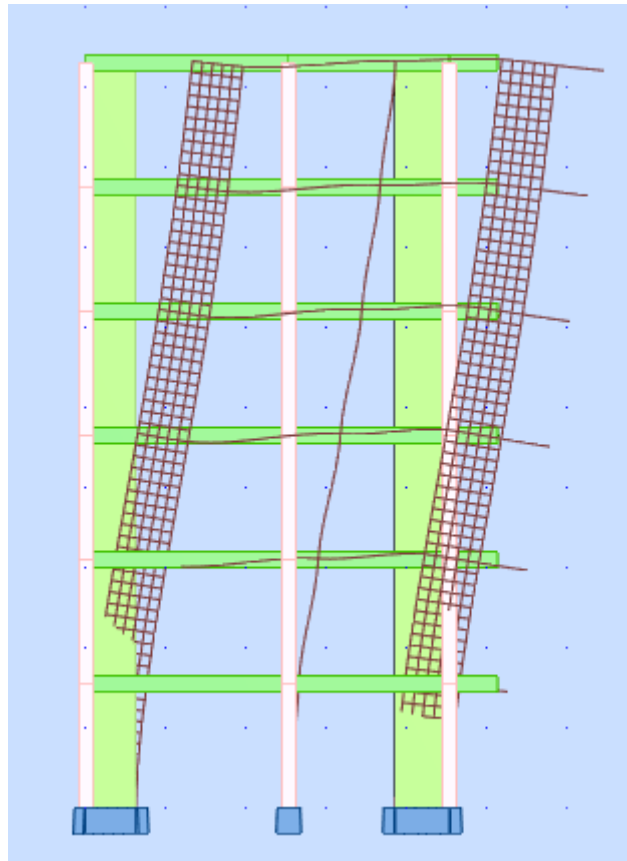
*Figure IV-6* : 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X-Y (résultats de **Robot 2019**).



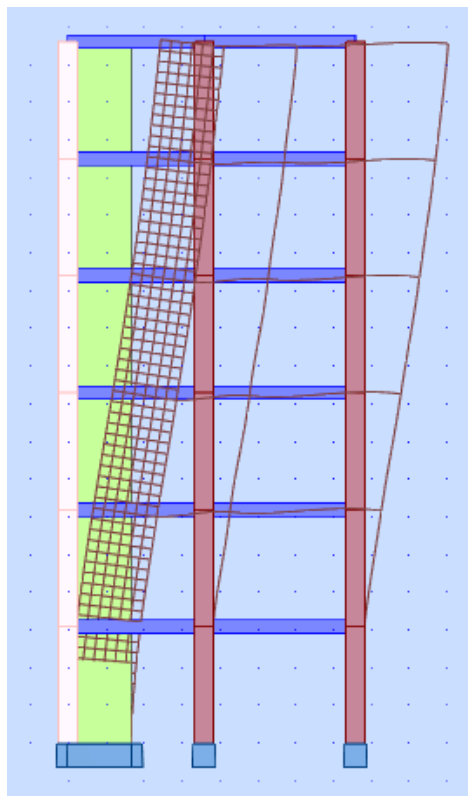
*Figure IV-7* : 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue:3D (résultats de **Robot 2019**).



*Figure IV-8* : 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques  
vue:3D (résultats de **Robot 2019**).



*Figure IV-9* : 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques  
vue: Y-Z (résultats de **Robot 2019**).



*Figure IV-10* : 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques  
vue: X-Z (résultats de **Robot 2019**).

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \quad W = \frac{0.15 \times 3.22 \times 1.20}{5} \quad \mathbf{21138.92}$$

$$\mathbf{V = 2450.42 \text{ kN}}$$

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

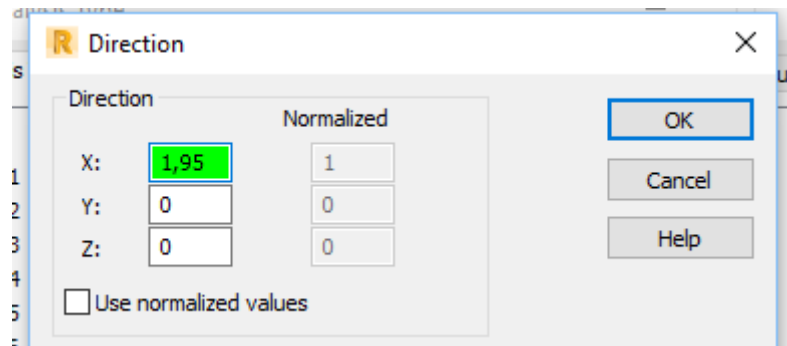
Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces sismiques à la base **V<sub>t</sub>** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

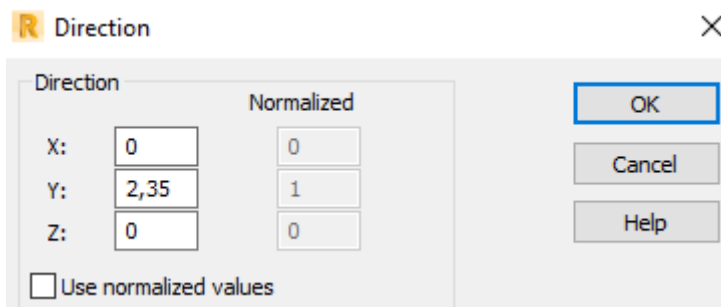
$$\frac{F_x}{V} = \frac{1010.64}{2450.52} = 0.41 < 0.8 \quad \text{non vérifiée}$$

$$\frac{F_y}{V} = \frac{851.30}{2450.42} = 0.34 < 0.8 \quad \text{non vérifiée}$$

$$\frac{0.8}{0.41} = \mathbf{1.95} \quad \text{Majorons l'effort sismique dans la direction } E_x \text{ par } 1.95$$



$$\frac{0.8}{0.34} = \mathbf{2.35} \quad \text{Majorons l'effort sismique dans la direction } E_y \text{ par } 2.35$$



$$F_x = 1010.64 \times 1.95 = 1970.75 \text{ KN}$$

$$\frac{F_x}{V} = \frac{1970.75}{2450.52} = 0.80 > 0.8 \text{ vérifiée}$$

$$F_y = 851.30 \times 2.35 = 2000.55 \text{ KN}$$

$$\frac{F_y}{V} = \frac{2000.55}{2450.42} = 0.81 > 0.8 \text{ vérifiée}$$

### ➤ Vérification de déplacement

- ► **Justification vis-à-vis des déformations**

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (h) à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2019** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

**Tableau IV-5** : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques

	MAX UX [cm]	MAX UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	MIN UX [cm]	MIN UY [cm]
Cas 5	<b>EX</b>					
Etage 1	<b>0,9</b>	<b>0.9</b>	<b>0.9</b>	<b>0.1</b>	<b>0.6</b>	<b>0.1</b>
Etage 2	<b>2.4</b>	<b>2.2</b>	<b>1.6</b>	<b>0.2</b>	<b>1.8</b>	<b>0.4</b>
Etage 3	<b>4.2</b>	<b>3.9</b>	<b>1.8</b>	<b>0.2</b>	<b>2.9</b>	<b>0.6</b>
Etage 4	<b>5.9</b>	<b>5.6</b>	<b>1.6</b>	<b>0.2</b>	<b>4.0</b>	<b>0.9</b>
Etage 5	<b>7.3</b>	<b>7.1</b>	<b>1.3</b>	<b>0.2</b>	<b>4.8</b>	<b>1.2</b>
Etage 6	<b>8.4</b>	<b>8.4</b>	<b>0.9</b>	<b>0.2</b>	<b>5.4</b>	<b>1.5</b>
Cas 6	<b>EY</b>					
Etage 1	<b>0.8</b>	<b>1.1</b>	<b>0.2</b>	<b>0,9</b>	<b>0.5</b>	<b>0.4</b>
Etage 2	<b>2.3</b>	<b>3.2</b>	<b>0.4</b>	<b>1.6</b>	<b>1.4</b>	<b>1.3</b>
Etage 3	<b>3.8</b>	<b>5.6</b>	<b>0.4</b>	<b>1.8</b>	<b>2.4</b>	<b>2.3</b>
Etage 4	<b>5.2</b>	<b>7.8</b>	<b>0.4</b>	<b>1.7</b>	<b>3.4</b>	<b>3.4</b>
Etage 5	<b>6.3</b>	<b>9.8</b>	<b>0.4</b>	<b>1.6</b>	<b>4.1</b>	<b>4.4</b>
Etage 6	<b>7.1</b>	<b>11.5</b>	<b>0.3</b>	<b>1.3</b>	<b>4.1</b>	<b>5.2</b>
Cas 9	<b>G+Q+Ex</b>					
Etage 1	<b>1.0</b>	<b>0.1</b>	<b>0.9</b>	<b>0.1</b>	<b>0.9</b>	<b>0.1</b>
Etage 2	<b>2.7</b>	<b>0.4</b>	<b>1.6</b>	<b>0.2</b>	<b>2.5</b>	<b>0.2</b>
Etage 3	<b>4.5</b>	<b>0,7</b>	<b>1.8</b>	<b>0.2</b>	<b>4.1</b>	<b>0.4</b>

## Chapitre 4 : Etude sismique

Etage 4	6.2	1.0	1.6	0.2	5.6	0.5
Etage 5	7.7	1.3	1.3	0.2	6.8	0.7
Etage 6	8.8	1.6	0.9	0.2	7.6	0.8
Cas 8	G+Q-Ex					
Etage 1	-0.9	-0.1	-0.9	-0.1	-1.0	-0.1
Etage 2	-2.5	-0.2	-1.6	-0.2	-2.7	-0.4
Etage 3	-4.1	-0.3	-1.8	-0.2	-4.5	-0.7
Etage 4	-5.6	-0.4	-1.6	-0.2	-6.2	-1.0
Etage 5	-6.7	-0.6	-1.3	-0.2	-7.7	-1.3
Etage 6	-7.5	-0.6	-0.9	-0.1	-8.9	-1.6
Cas 9	G+Q+Ey					
Etage 1	0.5	1.3	0.2	0.9	0.1	0.4
Etage 2	1.4	3.8	0.4	1.6	0.2	1.3
Etage 3	2.4	6.7	0.4	1.8	0.3	2.4
Etage 4	3.3	9.5	0.4	1.7	0.5	3.5
Etage 5	4.0	12.0	0.4	1.6	0.6	4.6
Etage 6	4.6	14.1	0.3	1.3	0.6	5.6
Cas 10	G+Q-Ey					
Etage 1	-0.1	-0.4	-0.2	-0.8	-0.5	-1.3
Etage 2	-0.2	-1.3	-0.4	-1.5	-1.4	-3.8
Etage 3	-0.3	-2.4	-0.4	-1.8	-2.3	-6.6
Etage 4	-0.5	-3.5	-0.4	-1.7	-3.2	-9.4
Etage 5	-0.6	-4.6	-0.4	-1.5	-3.9	-11.8
Etage 6	-0.7	-5.6	-0.3	-1.3	-4.5	-13.8
Cas 11	G+Q+1.2Ex					
Etage 1	1.2	0.2	1.1	0.1	1.0	0.1
Etage 2	3.2	0.4	2.0	0.2	3.0	0.2
Etage 3	5.4	0.8	2.1	0.3	5.0	0.4
Etage 4	7.4	1.2	1.9	0.3	6.7	0.6
Etage 5	9.2	1.6	1.5	0.2	8.1	0.8
Etage 6	10.6	1.9	1.1	0.2	9.1	1.0
Cas 12	G+Q-1.2Ex					
Etage 1	-1.0	-0.1	-1.1	-0.1	-1.2	-0.1
Etage 2	-2.9	-0.2	-2.0	-0.2	-3.2	-0.4
Etage 3	-4.9	-0.4	-2.1	-0.2	-5.4	-0.8
Etage 4	-6.7	-0.5	-1.9	-0.2	-7.5	-1.2
Etage 5	-8.0	-0.7	-1.5	-0.2	-9.3	-1.6
Etage 6	-9.0	-0.8	-1.1	-0.2	-10.7	-1.9
Cas 13	G+Q+1.2Ey					
Etage 1	0.6	1.6	0.3	1.0	0.1	0.5
Etage 2	1.7	4.6	0.5	1.9	0.2	1.6
Etage 3	2.8	8.1	0.5	2.1	0.4	2.9
Etage 4	3.9	11.4	0.4	2.1	0.6	4.3

## Chapitre 4 : Etude sismique

Etage 5	4.8	14.4	0.4	1.9	0.7	5.5
Etage 6	5.5	16.9	0.4	1.6	0.8	6.7
Cas 14	<b>G+Q-1.2Ey</b>					
Etage 1	-0.1	-0.5	-0.3	-1.0	-0.6	-1.5
Etage 2	-0.3	-1.6	-0.5	-1.9	-1.6	-4.5
Etage 3	-0.4	-2.9	-0.5	-2.1	-2.8	-8.0
Etage 4	-0.6	-4.2	-0.5	-2.1	-3.9	-11.3
Etage 5	-0.7	-5.6	-0.4	-1.9	-4.7	-14.2
Etage 6	-0.8	-6.7	-0.4	-1.6	-5.4	-16.6
Cas 14	<b>0.8G+Ex</b>					
Etage 1	1.0	0.1	0.9	0.1	0.9	0.1
Etage 2	2.7	0.4	1.6	0.2	2.5	0.2
Etage 3	4.5	0.7	1.8	0.2	4.1	0.4
Etage 4	6.2	1.0	1.6	0.2	5.6	0.5
Etage 5	7.7	1.3	1.3	0.2	6.8	0.7
Etage 6	8.8	1.6	0.9	0.2	7.6	0.8
Cas 15	<b>0.8G – Ex</b>					
Etage 1	-0.9	-0.1	-0.9	-0.1	-1.0	-0.1
Etage 2	-2.5	-0.2	-1.6	-0.2	-2.7	-0.4
Etage 3	-4.1	-0.3	-1.8	-0.2	-4.5	-0.7
Etage 4	-5.6	-0.4	-1.6	-0.2	-6.2	-1.0
Etage 5	-6.7	-0.6	-1.3	-0.2	-7.7	-1.3
Etage 6	-7.5	-0.7	-0.9	-0.1	-8.9	-1.6
Cas 16	<b>0.8G+Ey</b>					
Etage 1	0.5	1.3	0.0	0.0	0.1	0.4
Etage 2	1.4	3.8	0.0	0.0	0.2	1.2
Etage 3	2.4	6.7	0.0	0.0	0.3	2.4
Etage 4	3.3	9.5	0.0	0.0	0.5	3.5
Etage 5	4.0	12.0	0.0	0.0	0.6	4.6
Etage 6	4.5	14.1	0.0	0.0	0.6	5.6
Cas 17	<b>0.8G – Ey</b>					
Etage 1	-0.1	-0.4	-0.2	-0.8	-0.5	-1.3
Etage 2	-0.2	-1.4	-0.4	-1.5	-1.4	-3.8
Etage 3	-0.3	-2.5	-0.4	-1.8	-2.3	-6.6
Etage 4	-0.5	-3.5	-0.4	-1.7	-3.2	-9.4
Etage 5	-0.6	-4.6	-0.4	-1.5	-3.9	-11.8
Etage 6	-0.6	-5.6	-0.3	-1.3	-4.5	-13.9



### Vérification vis-à-vis des déformations

$$\Delta d = |d_i - d_{i-1}| \leq 0.01h_{\text{étages}} \quad \text{avec } d_i = R \cdot \delta_i$$

Niveau	$\delta x(cm)$	$\delta y(cm)$	R	$dx=R.\delta x(cm)$	$dy=R.\delta y(cm)$	$\Delta dx(cm)$	$\Delta dy(cm)$	1%he(cm)	Obs
<b>Etage 1</b>	0.2	0.1	5	1	0.5	2	1	3.10	Ok
<b>Etage 2</b>	0.6	0.3	5	3	1.5	2.5	1	3.10	Ok
<b>Etage 3</b>	1.1	0.5	5	5.5	2.5	2	1	3.10	Ok
<b>Etage 4</b>	1.5	0.7	5	7.5	3.5	2	0.5	3.10	Ok
<b>Etage 5</b>	1.9	0.8	5	9.5	4.0	1.5	1	3.10	Ok
<b>Etage 6</b>	2.2	1.0	5	11	5	/	/	3.10	

### Vérification de l'excentricité accidentelle

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

$\pm 0.05 L$  (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**.

**Sens X** :  $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L_x = 0.05 \times 21.95 = 1.09\text{m}$

**Sens Y** :  $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L_y = 0.05 \times 14.05 = 0.70\text{m}$

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : la masse de l'élément i,

$X_i, Y_i$  : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global

L'analyse automatique par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019**

**Tableau IV-6** : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.

NIVEAU	Position du centre de masse			Position du centre de Torsion		Excentricité	
	$W_{\text{étage}}$ (t)	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$X_{CR}$	$Y_{CR}$	$e_x$	$e_y$
Etage 1	<b>285.99</b>	<b>9.47</b>	<b>7.47</b>	<b>14.35</b>	<b>7.81</b>	<b>1.09</b>	<b>0.34</b>
Etage 2	<b>283.65</b>	<b>9.45</b>	<b>7.50</b>	<b>14.35</b>	<b>7.81</b>	<b>1.09</b>	<b>0.31</b>
Etage 3	<b>283.65</b>	<b>9.45</b>	<b>7.50</b>	<b>14.35</b>	<b>7.81</b>	<b>1.09</b>	<b>0.31</b>
Etage 4	<b>283.65</b>	<b>9.45</b>	<b>7.50</b>	<b>14.35</b>	<b>7.81</b>	<b>1.09</b>	<b>0.31</b>
Etage 5	<b>283.65</b>	<b>9.45</b>	<b>7.50</b>	<b>14.35</b>	<b>7.81</b>	<b>1.09</b>	<b>0.31</b>
Etage 6	<b>255.24</b>	<b>9.40</b>	<b>7.58</b>	<b>14.35</b>	<b>7.20</b>	<b>1.09</b>	<b>0.38</b>

# CHAPITRE 5

## FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX





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

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (*Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2019*), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- ✓ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ✓ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ✓ Les voiles seront également dimensionnés en flexion composée.

### I. Les poutres principales (30x40) :

La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :

- $1,35G + 1,50Q$ .....(ELU)
- $G + Q$  .....(ELS)

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

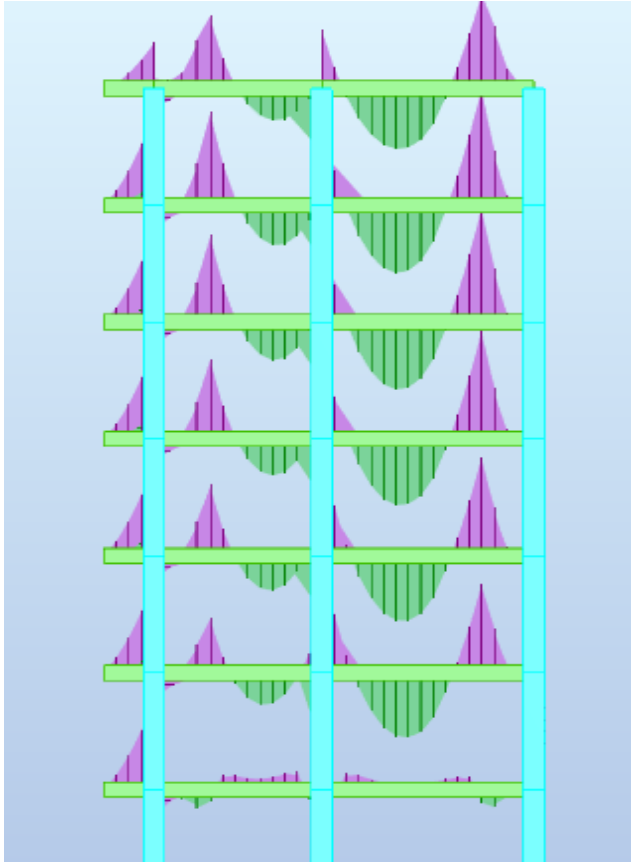
Pour les poutres dans l'axe X :

- $G + Q \pm Ex$
- $0,8G \pm Ex$

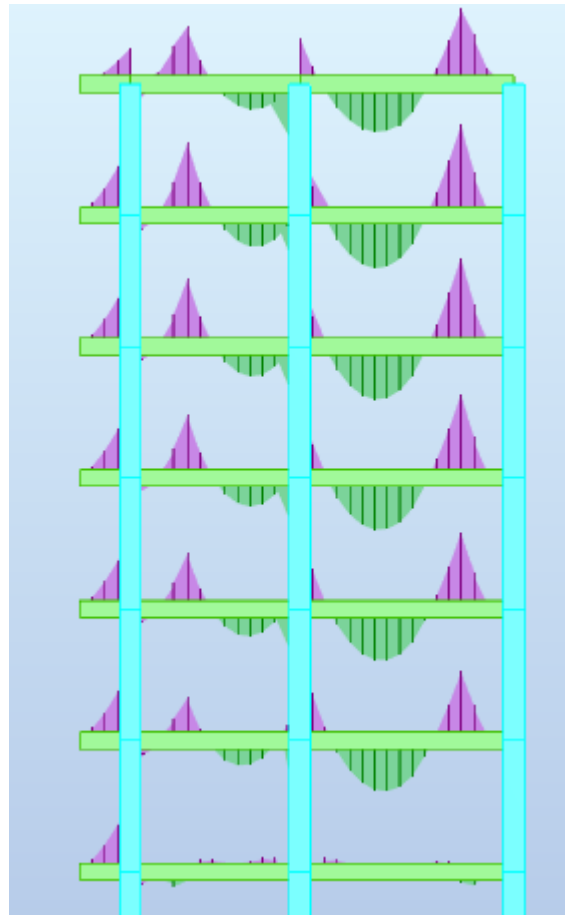
Pour les poutres dans l'axe Y :

- $G + Q \pm Ey$
- $0,8G \pm Ey$

Sens Longitudinales



**Figure V-1** : Diagramme des moments des poutres principales (Combinaison ELU)



**Figure V-2** : Diagramme des moments des poutres principales (Combinaison ELS)

**Tableau V-1**: Les résultats des efforts correspondant

Section	combinaisons charge	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)
<b>30×40</b>	ELU	50,76	-99,49
	ELS	36,98	-72,57
	ACC	58,94	-100,26

### 1. Ferrailage des poutres

Les poutres sont calculées sous les combinaisons les plus défavorables sur appuis et en travées (en ELU)

Les poutres sont calculées en flexion simple

Exemple de calcul :

Calcul de la section d'armature dans la travée la plus sollicitée ;

$h = 0,40 \text{ m}$  ;  $b = 0,30 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_{bc} = 14,20\text{MPa} ; \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

### ► ELU

#### • En travée

$$M_{ut} = 99.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{99490000}{300 \times 14,20 \times (360)^2} = 0.180$$

$$\mu_u = 0,180 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,180})$$

$$\alpha = 0,250$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 360 \times (1 - 0,4 \times 0,250)$$

$$Z = 323.95$$

$$A_{st} = \frac{M_{Utr}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{99490000}{324 \times 348}$$

$$A_{st} = 8.82 \text{ cm}^2$$

#### • En appuis

$$M_{u \text{ app}} = 50.76 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{50760000}{300 \times 14,20 \times (360)^2} = 0,0919$$

$$\mu_u = 0,0919 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0919})$$

$$\alpha = 0,120$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 360 \times (1 - 0,4 \times 0,120)$$

$$Z = 285.6$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{50760000}{285 \times 348}$$



## Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_{st} = 5.10 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

La section minimale :  $A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 360 \times \frac{2,1}{400} = 1.30$

$A_{st \text{ min}} \geq 1,30 \text{ cm}^2$       Condition vérifiée.

**Tableau V-2 : Ferrailage des poutres principales**

Section (cm <sup>2</sup> )	combinaisons charge	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	A RPA (cm <sup>2</sup> )	Travée		Appui	
					A <sub>cal</sub>	A <sub>choisi</sub>	A <sub>cal</sub>	A <sub>choisi</sub>
<b>30×40</b>	ELU	50,76	-99,49	6,00	8.82	6HA14	5.10	6HA12
	ELS	36,98	-72,57					
	ACC	58,94	-100,26					

**Armatures transversales :**

**Selon le B.A.E.L 91 :**  $\emptyset_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \emptyset_L)$

$\emptyset_t \leq \min ( 11.4; 30;16) \Rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm}$

L'espacement  $S_t \leq \min (0.9 d; 30\text{cm}) \dots \dots S_t \leq \min (32.4 ; 30) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

**Selon le R.P.A 99 :**

Espacement  $\Rightarrow$  Zone nodale :  $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \emptyset) / S_t \leq \min (10;96) \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$

$\Rightarrow$  Zone courante:  $S_t \leq h/2$        $S_t \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$

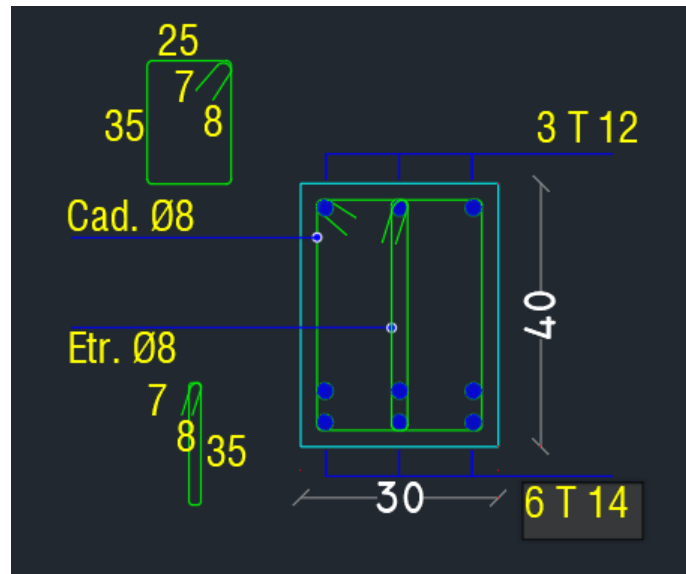


Figure V-3 : Ferrailage des poutres principales en Travée

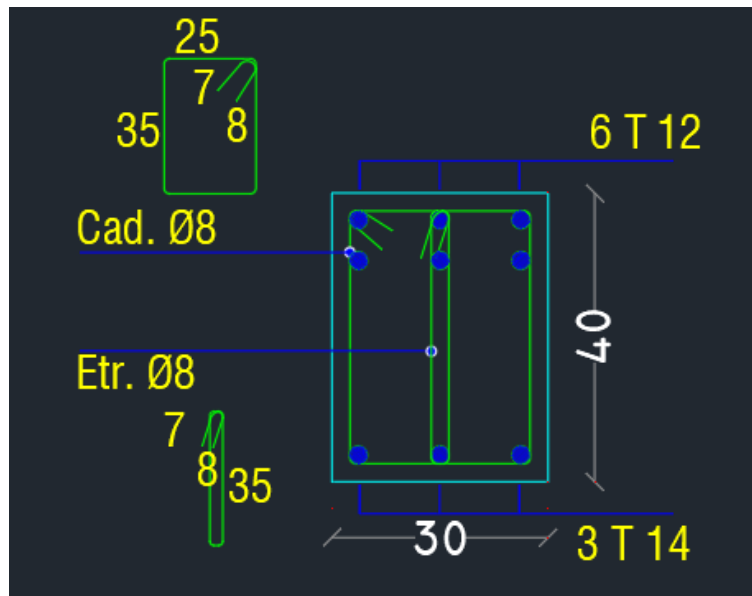


Figure V-4: Ferrailage des poutres principales en Appui

### II. Les poutres secondaires (Chaînages) (30x35) :

Armatures longitudinales:

La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :

- $1,35G + 1,50Q$ .....(ELU)
- $G + Q$  .....(ELS)

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

Pour les poutres dans l'axe X :

- $G + Q \pm Ex$
- $0,8G \pm Ex$

Pour les poutres dans l'axe Y :

- $G + Q \pm Ey$
- $0,8G \pm Ey$

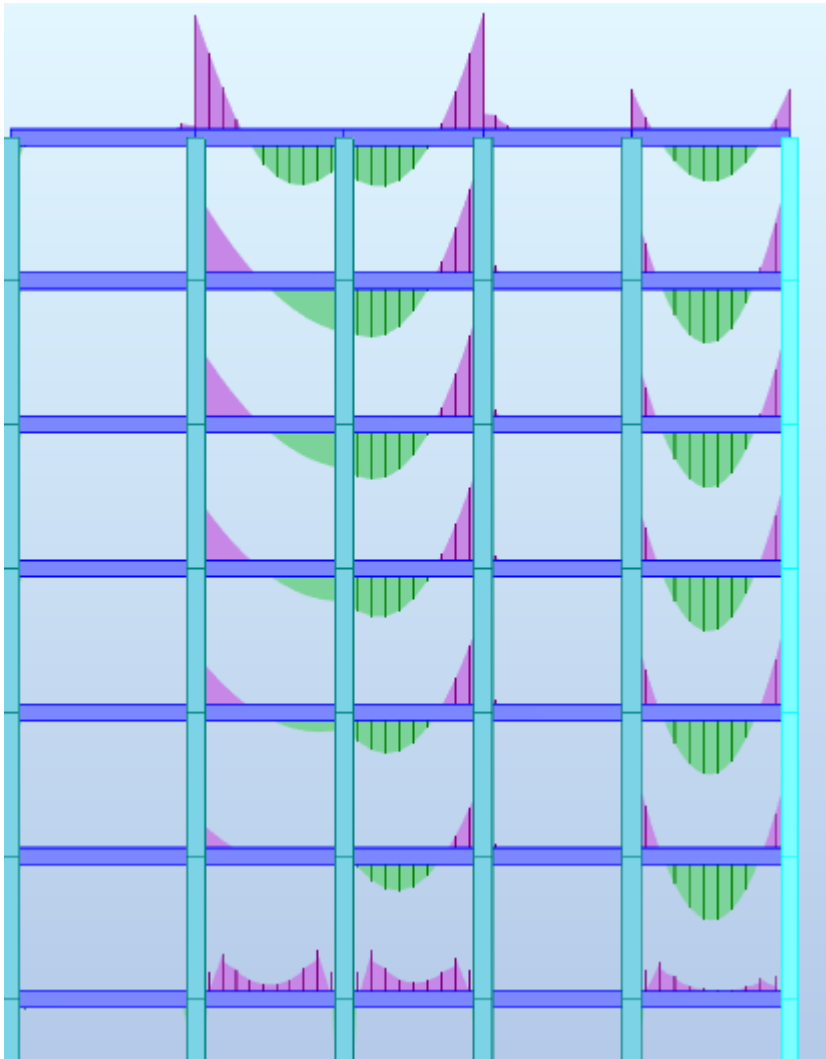


Figure V-5 : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ELU)

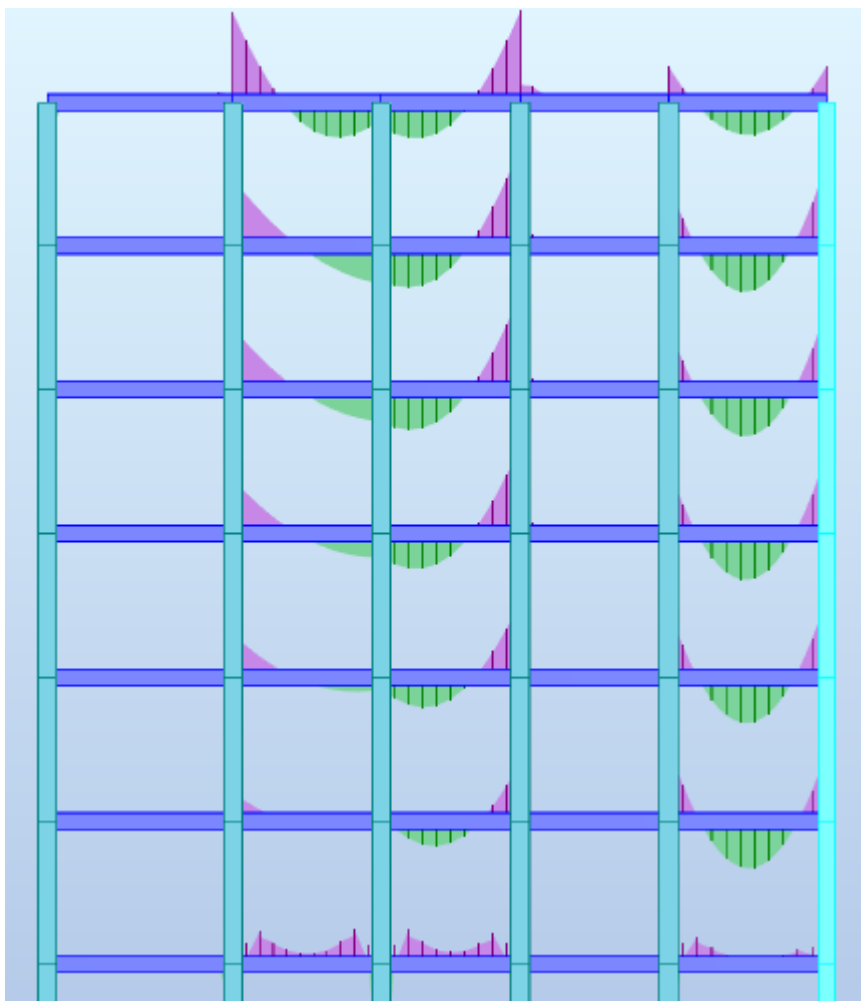
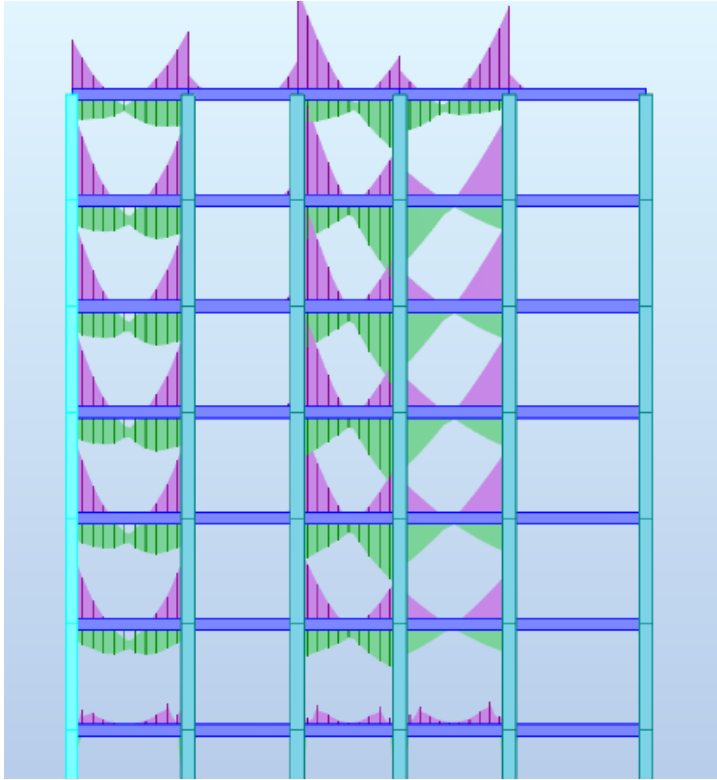


Figure V-6 : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ELS)



**Figure V-7** : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ACC)

**Tableau V-3** : Ferrailage des poutres secondaires

Section (cm <sup>2</sup> )	combinaisons charge	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	A RPA (cm <sup>2</sup> )	Travée		Appui	
					A <sub>cal</sub>	A <sub>choisi</sub>	A <sub>cal</sub>	A <sub>choisi</sub>
<b>30×35</b>	ELU	40,39	-29,85	5,25	3,90	3HA14	3,90	3HA14
	ELS	29,51	-21,83					
	ACC	48,1	-58,80					

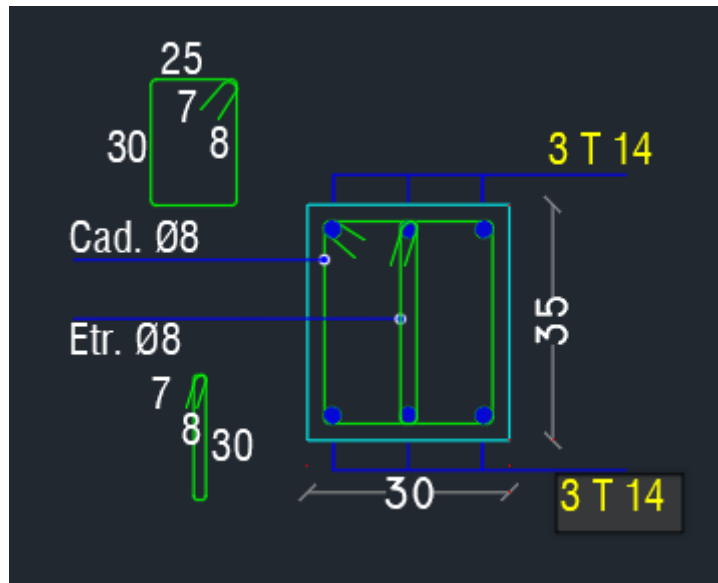


Figure V-8: Ferrailage des poutres secondaires en Travée

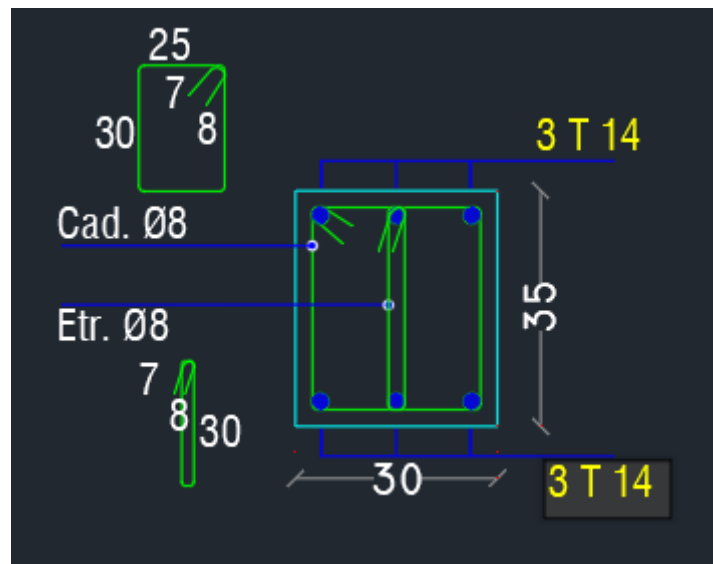


Figure V-9: Ferrailage des poutres secondaires en Appui

### III. Les poteaux

#### Combinaisons spécifiques de calcul

Combinaisons fondamentales : « 1<sup>er</sup> genre » BAEL 91 révisée 99

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ ..... (ELU)
- $G + Q$ ..... (ELS)

Combinaisons accidentelles : « 2<sup>ème</sup> genre » RPA 99 / version 2003

- $G + Q \pm 1,2 \times E$ .....(ACC)

#### Calcul du ferrailage longitudinal

D'après l'RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0,8 % (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

Le ferrailage sera calculer l'aide de Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 et on compare avec le minimum du RPA 99 / version 2003 ( $A_{min}$ ).

#### Calcul des armatures transversales

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

$v_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

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

$\rho_a$  : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$  Si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  Si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

$f_e = 400$  Mpa.

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

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

Avec  $\Phi_1$  : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$St$  : espacement des armatures transversales.

$St \leq \text{Min}(10\Phi_1 ; 15 \text{ cm})$  en zone nodal (zone II).....RPA99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)

$St \leq 15\Phi_1$  en zone courante.....RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)

Avec :  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1,21) :

$$A_u(\text{min}) = \max(0,2\%B ; 4\%P)$$

Avec :  $B$  : section de béton

$P$  : périmètre de la section en mètre =  $(40+50) \times 2 = 180 \text{ cm}$

$$A_u(\text{min}) = \max(0,2\%40 \times 50 ; 4\%P)$$

$$A_u(\text{min}) = \max(4 ; 7.2) \text{ cm}^2$$

$$A_u(\text{max}) = 5\%B = 100 \text{ cm}^2$$

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_u(\text{min}) = 0,8\%B = 16 \text{ cm}^2$$

$A_u(\text{max}) = 4\%B$  en zone courant.

$A_u(\text{max}) = 6\%B$  en zone de recouvrement.

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

25cm en zone II

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

$$A_u(\text{min}) = \max(4 ; 7.2 ; 16) = 16 \text{ cm}^2$$

### Armatures transversales

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) = \min\left(\frac{50}{35}; \frac{40}{10}; 1,6\right) \Phi_t \leq 1.4 \text{ cm}$$

On adopte  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Pour les poteaux qui restent on va calculer avec logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton *expert 2010* dans les combinaisons suivantes :

Selon le BAEL91 révisée 99



## Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

Selon le RPA 99 / version 2003

ACC : G + Q  $\pm$  1,2 E

On fait le ferrailage des poteaux étage par étage. Dans le calcul de chaque étage on prend la valeur min de l'effort N appliqué et les valeurs max de My et Mz

**Tableau V-4:** Les résultats des efforts correspondant

**Poteau (35x50) :**

étage	combinaisons charge	Enrobage (cm)	N(KN)	Mz(KN.m)	My(KN.m)
<b>1erSS</b>	ELU	3	562.74	-12.00	-17.57
	ELS	3	409.86	-8.78	-12.97
	ACC	3	781.98	-19.18	-47.97
<b>RDC</b>	ELU	3	1123.54	11.50	-26.56
	ELS	3	818.54	8.34	-19.54
	ACC	3	990.96	-21.85	-77.88
<b>ETAGE</b>	ELU	3	912.97	-26.59	25.85
	ELS	3	665.22	-19.35	18.99
	ACC	3	740.40	-32.87	93.08

**Poteau (40x50) :**

étage	combinaisons charge	Enrobage (cm)	N(KN)	Mz(KN.m)	My(KN.m)
<b>1erSS</b>	ELU	3	1371.85	-31.73	-50.39
	ELS	3	999.18	-23.15	-36.71
	ACC	3	1144.96	-33.32	-63.92
<b>RDC</b>	ELU	3	1292.45	25.85	-49.14
	ELS	3	945.09	18.90	-36.18
	ACC	3	1046.31	54.44	-79.77
<b>ETAGE</b>	ELU	3	1063.88	-28.62	-80.74
	ELS	3	777.99	-20.90	-58.86
	ACC	3	823.20	62.66	80.60

## Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

Les résultats des ferrillages sont résumés dans le tableau suivant :

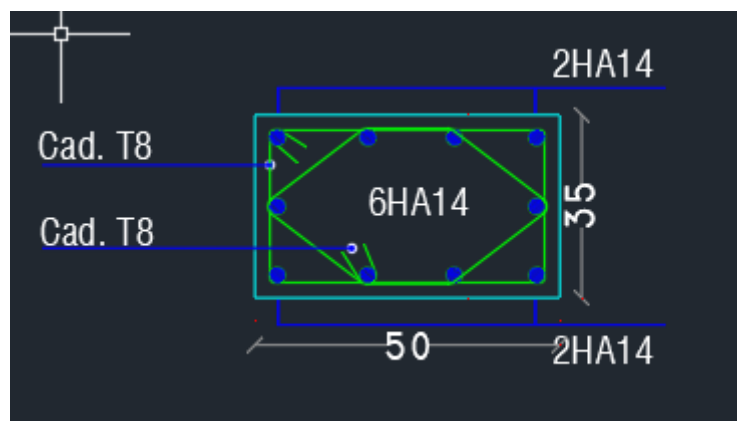
**Tableau V-5 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux.**

**Poteaux (35x50) :**

étage	Section	$A_{minRPA}$	$A_{calculé}$	Ferrailage longitudinal	
	(cm <sup>2</sup> )			(cm <sup>2</sup> )	Section (cm <sup>2</sup> )
1 <sup>ème</sup> SS	35x50	14	15	15.40	6HA14+4HA14
RDC	35x50	14	15	15.40	6HA14+4HA14
ETAGE	35x50	14	15	15.40	6HA14+4HA14

**Poteaux (40x50) :**

étage	Section	$A_{minRPA}$	$A_{calculé}$	Ferrailage longitudinal	
	(cm <sup>2</sup> )			(cm <sup>2</sup> )	Section (cm <sup>2</sup> )
1 <sup>ème</sup> SS	40x50	16	15	18.46	8HA14+4HA14
RDC	40x50	16	15	18.46	8HA14+4HA14
ETAGE	40x50	16	16	18.46	8HA14+4HA14



*Figure V-10 : coupe de ferrailage des poteaux 35x50 cm<sup>2</sup>*

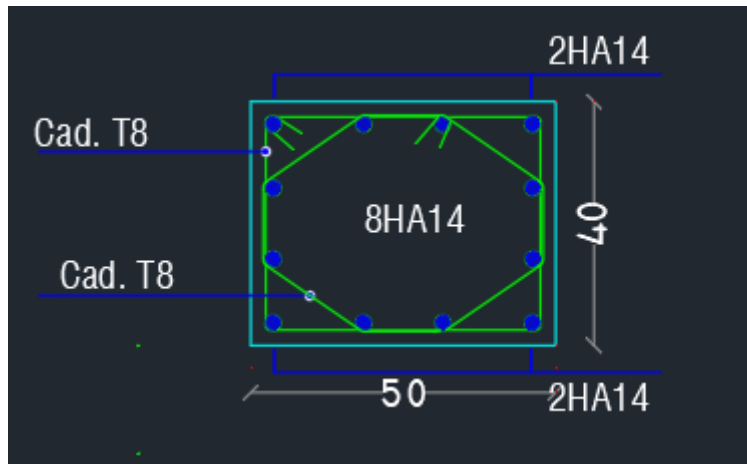


Figure V-11 : coupe de ferrailage des poteaux 40x50 cm<sup>2</sup>

#### IV. Les voiles

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

- **Conception**

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

- **Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales**

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

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

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

- **Rôle de contreventement**

Le contreventement a donc principalement pour objet :

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

### 1. Ferrailage des voiles

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

#### **Combinaison**

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

- $G + Q + E$ ..... selon RPA99
- $0.8 G \pm E$  ..... selon RPA99

## Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

### CALCUL DES ARMATURES:

#### Ferrailage longitudinal : Voiles V1

voile :	niveau sou sol	niveau RDC	1 er etage	2 eme etage	3 eme etage	4 eme etage	5 eme etage
N (kn): Effort normal	15,94	47,33	-45,09	-33,03	-24,56	-18,49	3,45
M(knm): Moment de flexion	30,65	-39,83	-111,18	-114,74	-118,43	-119,84	-100,60
T(kn): Effort tranchant	185,98	158,54	-25,69	-32,48	-40,05	-37,38	-15,73
L(m) : Longueur du voile	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Y(m) : Bras de levier	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
A (m <sup>2</sup> ) : Section du voile	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
I(m <sup>4</sup> ) : Inertie du voile	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06
<b>RESULTATS SECTION PARTIELLEMENT TENDUE (S.P.T) ou (S.P.C)</b>							
<i>Sigma1(MPA)</i>	-0,36	0,69	1,33	1,42	1,50	1,54	1,35
<i>Sigma2(MPA)</i>	0,46	-0,37	-1,63	-1,64	-1,66	-1,66	-1,33
<i>Longueur de la zone tendue "</i> <i>Lt(m) " 1- Sig2/Sig1</i>	0,65	0,97	0,67	0,70	0,71	0,72	0,76
<i>2- Sig1/Sig2</i>	0,85	0,53	0,83	0,80	0,79	0,78	0,74
<i>Effort de traction " Nt " (KN)</i> <i>1- Sig1</i>	-23,20	67,01	89,78	98,82	106,47	110,77	102,33
<i>2- Sig2</i>	39,14	-19,68	-134,87	-131,85	-131,03	-129,26	-98,88
<i>Section d'armature "As" (cm<sup>2</sup>)</i> <i>1-Sig1</i>	0,46	1,34	2,24	2,47	2,66	2,77	2,56
<i>2-Sig2</i>	0,98	0,49	3,37	3,30	3,28	3,23	2,47
<i>Section d'armature "Amin" (cm<sup>2</sup>)</i> <i>1- Amin = 0,002* a* L</i>	6,00	6,00	2,70	2,78	2,84	2,88	3,03
<i>Section de reprise de bétonnage:</i> <i>Avj (cm<sup>2</sup>)</i>	7,16	6,10	0,99	1,25	1,54	1,44	0,61
<b>section totale: 1-</b> <b>As+Avj (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>7,62</b>	<b>7,44</b>	<b>3,23</b>	<b>3,72</b>	<b>4,20</b>	<b>4,21</b>	<b>3,16</b>
<b>2-As+Avj(cm<sup>2</sup>) Sig2</b>	<b>8,14</b>	<b>6,60</b>	<b>4,36</b>	<b>4,55</b>	<b>4,82</b>	<b>4,67</b>	<b>3,08</b>
<b>FERRAILLAGE ADOPTE</b>	<b>2x13T14</b>	<b>2x13T14</b>	<b>2x13T14</b>	<b>2x13T14</b>	<b>2x13T14</b>	<b>2x13T14</b>	<b>2x13T14</b>

## Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

### Ferrailage longitudinal : Voiles V2

voile :	niveau sou sol	niveau RDC	1 er etage	2 eme etage	3 eme etage	4 eme etage	5 eme etage
N (kn): Effort normal	35,44	-258,70	-35,56	-35,56	-29,39	-31,28	-30,54
M(knm): Moment de flexion	116,39	-332,60	-393,80	-393,80	-424,01	-431,16	-420,21
T(kn): Effort tranchant	331,53	-254,51	-318,00	-318,11	-344,94	-351,30	-342,50
L(m) : Longueur du voile	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Y(m) : Bras de levier	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A (m <sup>2</sup> ) : Section du voile	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
I(m <sup>4</sup> ) : Inertie du voile	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
RESULTATS SECTION PARTIELLEMENT TENDUE (S.P.T) ou (S.P.C)							
<i>Sigma1(MPA)</i>	-4,11	10,88	14,39	14,39	15,54	15,80	15,39
<i>Sigma2(MPA)</i>	4,51	-13,76	-14,78	-14,78	-15,87	-16,14	-15,73
<i>Longueur de la zone tendue " Lt(m) " 1- Sig1/Sig1</i>	0,43	0,40	0,44	0,44	0,45	0,45	0,45
<i>2- Sig1/Sig2</i>	0,47	0,50	0,46	0,46	0,45	0,45	0,45
<i>Effort de traction " Nt " (KN) 1- Sig1</i>	-176,67	432,53	638,67	638,67	692,06	703,05	685,16
<i>2- Sig2</i>	212,11	-691,23	-674,23	-674,23	-721,45	-734,33	-715,70
<i>Section d'armature "As" (cm<sup>2</sup>) 1-Sig1</i>	3,53	8,65	15,97	15,97	17,30	17,58	17,13
<i>2-Sig2</i>	5,30	17,28	16,86	16,86	18,04	18,36	17,89
<i>Section d'armature "Amin" (cm<sup>2</sup>) 1- Amin = 0,002* a* L</i>	3,60	3,60	1,78	1,78	1,78	1,78	1,78
<i>Section de reprise de bétonnage: Avj (cm<sup>2</sup>)</i>	12,76	9,80	12,24	12,25	13,28	13,53	13,19
<b>section totale: 1- As+Avj (cm<sup>2</sup>)</b>	16,30	18,45	28,21	28,21	30,58	31,10	30,32
<b>2- As+Avj(cm<sup>2</sup>) Sig2</b>	18,07	27,08	29,10	29,10	31,32	31,88	31,08
<b>FERRAILLAGE ADOPTE</b>	2x6T14	2x6T14	2x6T14	2x6T14	2x6T14	2x6T14	2x6T14

## Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

### Ferrailage longitudinal : Voiles V3

voile :	niveau sou sol	niveau RDC	1 er etage	2 eme etage	3 eme etage	4 eme etage	5 eme etage
N (kn): Effort normal	-21,35	-133,53	-32,96	-25,10	-19,75	-19,11	-11,30
M(knm): Moment de flexion	122,91	-244,65	-264,73	-303,97	-312,89	-3034,87	-261,33
T(kn): Effort tranchant	83,47	-170,96	-115,29	-109,44	-89,27	-61,47	-27,61
L(m) : Longueur du voile	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Y(m) : Bras de levier	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
A (m <sup>2</sup> ) : Section du voile	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
I(m <sup>4</sup> ) : Inertie du voile	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
RESULTATS SECTION PARTIELLEMENT TENDUE (S.P.T) ou (S.P.C)							
<i>Sigma1(MPA)</i>	-3,14	5,46	6,41	7,42	7,67	75,16	6,43
<i>Sigma2(MPA)</i>	2,95	-6,67	-6,71	-7,65	-7,85	-75,33	-6,53
<i>Longueur de la zone tendue "</i> <i>Lt(m) " 1- Sig2/Sig1</i>	0,57	0,49	0,54	0,54	0,54	0,55	0,55
<i>2- Sig1/Sig2</i>	0,53	0,61	0,56	0,56	0,56	0,55	0,55
<i>Effort de traction " Nt " (KN)</i> <i>1- Sig1</i>	-178,45	270,19	344,70	402,05	416,85	4128,91	350,73
<i>2- Sig2</i>	157,10	-403,72	-377,66	-427,15	-436,60	-4148,02	-362,03
<i>Section d'armature "As" (cm<sup>2</sup>)</i> <i>1-Sig1</i>	3,57	5,40	8,62	10,05	10,42	103,22	8,77
<i>2-Sig2</i>	3,93	10,09	9,44	10,68	10,92	103,70	9,05
<i>Section d'armature "Amin" (cm<sup>2</sup>)</i> <i>1- Amin = 0,002* a* L</i>	4,40	4,40	2,15	2,17	2,17	2,20	2,18
<i>Section de reprise de bétonnage:</i> <i>Avj (cm<sup>2</sup>)</i>	3,21	6,58	4,44	4,21	3,44	2,37	1,06
<b>section totale: 1-</b> <b>As+Avj (cm<sup>2</sup>)</b>	6,78	11,99	13,06	14,26	13,86	105,59	9,83
<b>2-As+Avj(cm<sup>2</sup>) Sig2</b>	7,14	16,67	13,88	14,89	14,35	106,07	10,11
<b>FERRAILAGE ADOPTE</b>	2x8T14	2x8T14	2x8T14	2x8T14	2x8T14	2x8T14	2x8T14

## Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

### Ferrailage longitudinal : Voiles V4

voile :	niveau sou sol	niveau RDC	1 er etage	2 eme etage	3 eme etage	4 eme etage	5 eme etage
N (kn): Effort normal	-41,22	61,52	4,41	12,08	42,69	34,57	-64,24
M(knm): Moment de flexion	158,53	201,19	66,68	61,95	55,54	46,17	-87,98
T(kn): Effort tranchant	48,06	194,31	234,25	220,04	180,73	145,61	20,37
L(m) : Longueur du voile	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
e(m) : Epaisseur du voile	3,35	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Y(m) : Bras de levier	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
A (m <sup>2</sup> ) : Section du voile	10,05	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
I(m <sup>4</sup> ) : Inertie du voile	7,54	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
RESULTATS SECTION PARTIELLEMENT TENDUE (S.P.T) ou (S.P.C)							
<i>Sigma1(MPA)</i>	-0,04	-0,57	-0,21	-0,19	-0,11	-0,10	0,19
<i>Sigma2(MPA)</i>	0,03	0,77	0,23	0,23	0,26	0,21	-0,40
<i>Longueur de la zone tendue "</i> <i>Lt(m) " 1- Sig1/Sig1</i>	1,70	1,27	1,45	1,35	0,92	0,94	0,95
<i>2- Sig1/Sig2</i>	1,30	1,73	1,55	1,65	2,08	2,06	2,05
<i>Effort de traction " Nt " (KN)</i> <i>1- Sig1</i>	-101,21	-72,19	-31,17	-25,23	-10,53	-9,04	17,73
<i>2- Sig2</i>	59,99	133,71	35,58	37,31	53,22	43,61	-81,97
<i>Section d'armature "As" (cm<sup>2</sup>)</i> <i>1-Sig1</i>	2,02	1,44	0,78	0,63	0,26	0,23	0,44
<i>2-Sig2</i>	1,50	3,34	0,89	0,93	1,33	1,09	2,05
<i>Section d'armature "Amin" (cm<sup>2</sup>)</i> <i>1- Amin = 0,002* a* L</i>	201,00	12,00	5,80	5,42	3,69	3,75	3,81
<i>Section de reprise de bétonnage:</i> <i>Avj (cm<sup>2</sup>)</i>	1,85	7,48	9,02	8,47	6,96	5,61	0,78
<b>section totale: 1-</b> <b>As+Avj (cm<sup>2</sup>)</b>	3,87	8,92	9,80	9,10	7,22	5,83	1,23
<b>2-As+Avj(cm<sup>2</sup>) Sig2</b>	3,35	10,82	9,91	9,40	8,29	6,70	2,83
<b>FERRAILLAGE ADOPTE</b>	2x20T14	2x20T14	2x20T14	2x20T14	2x20T14	2x20T14	2x20T14



## Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

### Ferrailage longitudinal : Voiles V5

voile :	niveau sou sol	niveau RDC	1 er etage	2 eme etage	3 eme etage	4 eme etage	5 eme etage
N (kn): Effort normal	-69,80	6,54	-51,56	-41,85	-41,85	-36,21	-30,37
M(knm): Moment de flexion	82,81	172,69	-90,72	-92,18	-92,18	-92,40	-85,74
T(kn): Effort tranchant	-60,62	148,65	-97,03	-76,30	-76,30	-59,44	-43,11
L(m) : Longueur du voile	3,35	3,35	3,35	3,35	3,35	3,35	3,35
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Y(m) : Bras de levier	1,68	1,68	1,68	1,68	1,68	1,68	1,68
A (m <sup>2</sup> ) : Section du voile	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
I(m <sup>4</sup> ) : Inertie du voile	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
<b>RESULTATS SECTION PARTIELLEMENT TENDUE (S.P.T) ou (S.P.C)</b>							
<i>Sigma1(MPA)</i>	-0,33	-0,45	0,17	0,18	0,18	0,19	0,18
<i>Sigma2(MPA)</i>	0,12	0,47	-0,32	-0,31	-0,31	-0,30	-0,27
<i>Longueur de la zone tendue "</i> <i>Lt(m) " 1- Sig2/Sig1</i>	2,46	1,64	1,14	1,25	1,25	1,31	1,34
<i>2- Sig1/Sig2</i>	0,89	1,71	2,21	2,10	2,10	2,04	2,01
<i>Effort de traction " Nt " (KN)</i> <i>1- Sig1</i>	-80,19	-74,09	18,93	23,00	23,00	25,25	24,71
<i>2- Sig2</i>	10,39	80,63	-70,49	-64,85	-64,85	-61,46	-55,08
<i>Section d'armature "As" (cm<sup>2</sup>)</i> <i>1-Sig1</i>	1,60	1,48	0,47	0,58	0,58	0,63	0,62
<i>2-Sig2</i>	0,26	2,02	1,76	1,62	1,62	1,54	1,38
<i>Section d'armature "Amin" (cm<sup>2</sup>)</i> <i>1- Amin = 0,002* a* L</i>	13,40	13,40	4,57	5,00	5,00	5,23	5,37
<i>Section de reprise de bétonnage:</i> <i>Avj (cm<sup>2</sup>)</i>	2,33	5,72	3,74	2,94	2,94	2,29	1,66
<b>section totale:</b> <b>As+Avj (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>3,94</b>	<b>7,20</b>	<b>4,21</b>	<b>3,51</b>	<b>3,51</b>	<b>2,92</b>	<b>2,28</b>
<b>2-As+Avj(cm<sup>2</sup>) Sig2</b>	<b>2,59</b>	<b>7,74</b>	<b>5,50</b>	<b>4,56</b>	<b>4,56</b>	<b>3,82</b>	<b>3,04</b>
<b>FERRAILAGE ADOPTE</b>	<b>2x23T14</b>	<b>2x23T14</b>	<b>2x23T14</b>	<b>2x23T14</b>	<b>2x23T14</b>	<b>2x23T14</b>	<b>2x23T14</b>

## Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

### Ferrailage longitudinal : Voiles V6

voile :	niveau sou sol	niveau RDC	1 er etage	2 eme etage	3 eme etage	4 eme etage	5 eme etage
N (kn): Effort normal	-155,38	-44,40	-24,28	-10,21	1,28	11,11	-4,41
M(knm): Moment de flexion	-62,79	-159,51	177,08	-183,06	-188,93	-192,01	-167,43
T(kn): Effort tranchant	-12,80	-8,71	8,68	3,58	-10,78	-13,68	-24,05
L(m) : Longueur du voile	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80	2,80
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Y(m) : Bras de levier	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
A (m <sup>2</sup> ) : Section du voile	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56
I(m <sup>4</sup> ) : Inertie du voile	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37
RESULTATS SECTION PARTIELLEMENT TENDUE (S.P.T) ou (S.P.C)							
<i>Sigma1(MPA)</i>	-0,04	0,53	-0,72	0,68	0,73	0,75	0,63
<i>Sigma2(MPA)</i>	-0,52	-0,69	0,63	-0,72	-0,72	-0,71	-0,65
<i>Longueur de la zone tendue "</i> <i>Lt(m) " 1- Sig2/Sig1</i>	0,19	1,22	1,49	1,36	1,40	1,44	1,38
<i>2- Sig1/Sig2</i>	2,61	1,58	1,31	1,44	1,40	1,36	1,42
<i>Effort de traction " Nt " (KN)</i> <i>1- Sig1</i>	-0,70	64,69	-107,39	93,03	101,85	108,49	87,50
<i>2- Sig2</i>	-135,25	-109,09	83,11	-103,24	-100,57	-97,38	-91,91
<i>Section d'armature "As" (cm<sup>2</sup>)</i> <i>1-Sig1</i>	0,01	1,29	2,68	2,33	2,55	2,71	2,19
<i>2-Sig2</i>	3,38	2,73	2,08	2,58	2,51	2,43	2,30
<i>Section d'armature "Amin" (cm<sup>2</sup>)</i> <i>1- Amin = 0,002 * a * L</i>	11,20	11,20	5,96	5,45	5,62	5,75	5,53
<i>Section de reprise de bétonnage:</i> <i>Avj (cm<sup>2</sup>)</i>	0,49	0,34	0,33	0,14	0,42	0,53	0,93
<b>section totale:</b> <b>As+Avj (cm<sup>2</sup>)</b>	0,51	1,63	3,02	2,46	2,96	3,24	3,11
<i>2-As+Avj(cm<sup>2</sup>) Sig2</i>	3,87	3,06	2,41	2,72	2,93	2,96	3,22
<b>FERRAILAGE ADOPTE</b>	2x19T14	2x19T14	2x19T14	2x19T14	2x19T14	2x19T14	2x19T14

## Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

### Ferrailage longitudinal : Voiles V7

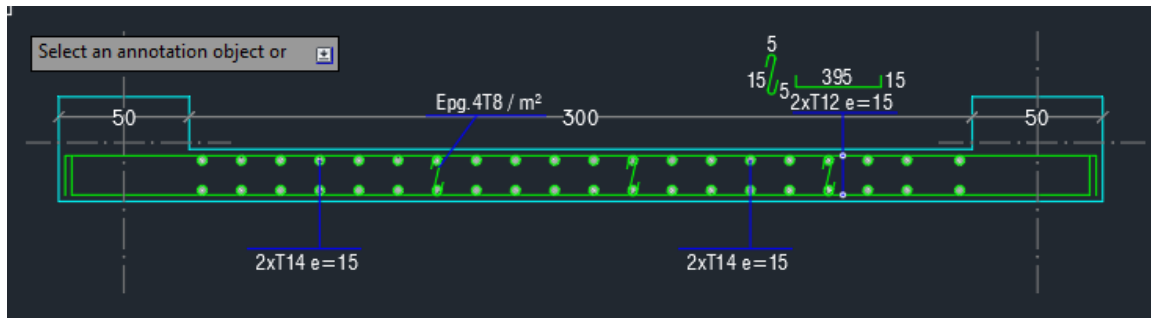
voile :	niveau sou sol	niveau RDC	1 er etage	2 eme etage	3 eme etage	4 eme etage	5 eme etage
N (kn): Effort normal	-29,29	21,82	-28,76	-22,39	-15,03	5,89	-2,71
M(knm): Moment de flexion	36,79	218,90	-220,38	-241,37	-230,45	-202,90	-160,09
T(kn): Effort tranchant	387,18	165,88	-181,09	-198,54	-189,69	-167,13	131,63
L(m) : Longueur du voile	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Y(m) : Bras de levier	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88
A (m <sup>2</sup> ) : Section du voile	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
I(m <sup>4</sup> ) : Inertie du voile	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
RESULTATS SECTION PARTIELLEMENT TENDUE (S.P.T) ou (S.P.C)							
<i>Sigma1(MPA)</i>	-0,44	-2,08	2,08	2,30	2,21	2,00	1,56
<i>Sigma2(MPA)</i>	0,28	2,21	-2,24	-2,43	-2,30	-1,97	-1,58
<i>Longueur de la zone tendue "</i> <i>Lt(m) " 1- Sig2/Sig1</i>	1,08	0,85	0,84	0,85	0,86	0,88	0,87
<i>2- Sig1/Sig2</i>	0,67	0,90	0,91	0,90	0,89	0,87	0,88
<i>Effort de traction " Nt " (KN)</i> <i>1- Sig1</i>	-47,88	-176,88	174,79	195,85	190,09	176,87	135,87
<i>2- Sig2</i>	18,59	198,70	-203,55	-218,24	-205,12	-170,98	-138,58
<i>Section d'armature "As" (cm<sup>2</sup>)</i> <i>1-Sig1</i>	0,96	3,54	4,37	4,90	4,75	4,42	3,40
<i>2-Sig2</i>	0,46	4,97	5,09	5,46	5,13	4,27	3,46
<i>Section d'armature "Amin" (cm<sup>2</sup>)</i> <i>1- Amin = 0,002* a* L</i>	7,00	7,00	3,37	3,41	3,43	3,53	3,48
<i>Section de reprise de bétonnage:</i> <i>Avj (cm<sup>2</sup>)</i>	14,91	6,39	6,97	7,64	7,30	6,43	5,07
<b>section totale: 1-</b> <b>As+Avj (cm<sup>2</sup>)</b>	15,86	9,92	11,34	12,54	12,06	10,86	8,46
<b>2- As+Avj(cm<sup>2</sup>) Sig2</b>	15,37	11,35	12,06	13,10	12,43	10,71	8,53
<b>FERRAILLAGE ADOPTE</b>	2x12T14	2x12T14	2x12T14	2x12T14	2x12T14	2x12T14	2x12T14

## Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

### Ferrailage longitudinal : Voiles V8

voile :	niveau sou sol	niveau RDC	1 er etage	2 eme etage	3 eme etage	4 eme etage	5 eme etage
N (kn): Effort normal	-60,18	27,23	-40,79	-35,84	-30,99	-27,16	-15,34
M(knm): Moment de flexion	95,32	128,97	-46,18	-46,87	-48,70	-48,50	-23,14
T(kn): Effort tranchant	-13,66	237,63	-198,13	-147,20	99,57	-49,09	-6,98
L(m) : Longueur du voile	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Y(m) : Bras de levier	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88
A (m <sup>2</sup> ) : Section du voile	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
I(m <sup>4</sup> ) : Inertie du voile	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
RESULTATS SECTION PARTIELLEMENT TENDUE (S.P.T) ou (S.P.C)							
<b>Sigma1(MPA)</b>	-1,11	-1,19	0,34	0,36	0,39	0,40	0,18
<b>Sigma2(MPA)</b>	0,76	1,34	-0,57	-0,56	-0,57	-0,55	-0,27
<b>Longueur de la zone tendue "</b> <b>Lt(m) " 1- Sig2/Sig1</b>	1,04	0,82	0,65	0,68	0,71	0,73	0,71
<b>2- Sig1/Sig2</b>	0,71	0,93	1,10	1,07	1,04	1,02	1,04
<b>Effort de traction " Nt " (KN)</b> <b>1- Sig1</b>	-114,56	-97,35	21,81	24,25	27,69	29,10	12,91
<b>2- Sig2</b>	54,38	124,58	-62,60	-60,09	-58,68	-56,26	-28,25
<b>Section d'armature "As" (cm<sup>2</sup>)</b> <b>1-Sig1</b>	2,29	1,95	0,55	0,61	0,69	0,73	0,32
<b>2-Sig2</b>	1,36	3,11	1,57	1,50	1,47	1,41	0,71
<b>Section d'armature "Amin" (cm<sup>2</sup>)</b> <b>1- Amin = 0,002* a* L</b>	7,00	7,00	2,60	2,72	2,85	2,93	2,82
<b>Section de reprise de bétonnage:</b> <b>Avj (cm<sup>2</sup>)</b>	0,53	9,15	7,63	5,67	3,83	1,89	0,27
<b>section totale:</b> <b>1- As+Avj (cm<sup>2</sup>)</b>	2,82	11,10	8,17	6,27	4,53	2,62	0,59
<b>2- As+Avj (cm<sup>2</sup>) Sig2</b>	1,89	12,26	9,19	7,17	5,30	3,30	0,97
<b>FERRAILLAGE ADOPTE</b>	2x12T14	2x12T14	2x12T14	2x12T14	2x12T14	2x12T14	2x12T14

Exemple de schéma de ferrailage



**Figure V-12** : schéma de ferrailage de la voile V5

# CHAPITRE 6

## ÉTUDE DES FONDATIONS





Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

### ➤ **Choix du type de fondation**

- ✓ Type d'ouvrage construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portance de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

### **I. Calcul des fondations :**

Pour des Q superficielles ancrées a une profondeur  $D=3.00$  m

La contrainte admissible du sol est estimée à  $Q_{adm}=2.00$  bar

Pré dimensionnement de radier général :

L'épaisseur (hr) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

Formule empirique :

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5} ; L_{max} = 5.05m \qquad 63.12 \text{ cm} \leq hr \leq 101\text{cm}$$

Condition de la longueur élastique

$$L_e = (4EI/Kb)^{1/4} \geq 2L_{max} / \pi$$

Avec :

**$L_e$**  : Longueur élastique.

**$L_{max}$**  : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

**$E_{vj}$**  : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée ( $E_{vj}$  10819MPa).



## Chapitre 6 : Calcul des fondations

b1 : Largeur de la 1ère type de nervure du radier = largeur du poteau + 10 cm = 50 + 10 = 60 cm.

I : Inertie de la section du radier. ( $I = b \times h \times r^3 / 12$ ).

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ( $K = 40 \text{ MPa}$ ).

$K_S = 80 \text{ MPa}$  ..... bon sol

$K_S = 60 \text{ MPa}$  ..... sol moyen

$K_S = 40 \text{ MPa}$  ..... mauvais sol

De la condition précédente, nous tirons h :

$$D'où : h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 5.05\right)^4 \frac{40}{10819}} = 80 \text{ cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de  $h_r = 80 \text{ cm}$  pour la dalle du radier

Les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel

Autodesk Robot Structural Analysis Professional

Cas 7 (C)	ELU
Somme total	31118,65
Somme réac	31118,65
Somme effo	-31118,65
Vérification	0
Précision	2,89E-06
Cas 8 (C)	ELS
Somme total	22767,85
Somme réac	22767,85
Somme effo	-22767,85
Vérification	0
Précision	2,01E-06

$$pT = \gamma \cdot S \cdot (D-H) = 17.00 \times 206.32 \times (3.00 - 0.80) = 7716.36 \text{ kN}$$

$$N_{max} = 22767.85 + 7716.36 = 30484.21$$

$$\left. \begin{array}{l} XG = 9.54 \text{ m} \\ YG = 7.53 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} I_x = ((9.54 \times 2) \times (7.53 \times 2)^3) / 12 = 5430.90 \text{ m}^4 \\ I_y = ((7.53 \times 2) \times (9.54 \times 2)^3) / 12 = 8717.23 \text{ m}^4 \end{array}$$

### Sens transversal

$$\sigma_1 = \frac{N_{max}}{S_{rad}} + \frac{M_{Rx}}{I_y} \times Y_G = \frac{30484.21}{206.32} + \frac{18441.95}{5430.90} \times 7.53 = 175.01 \text{ KN/m}^2$$

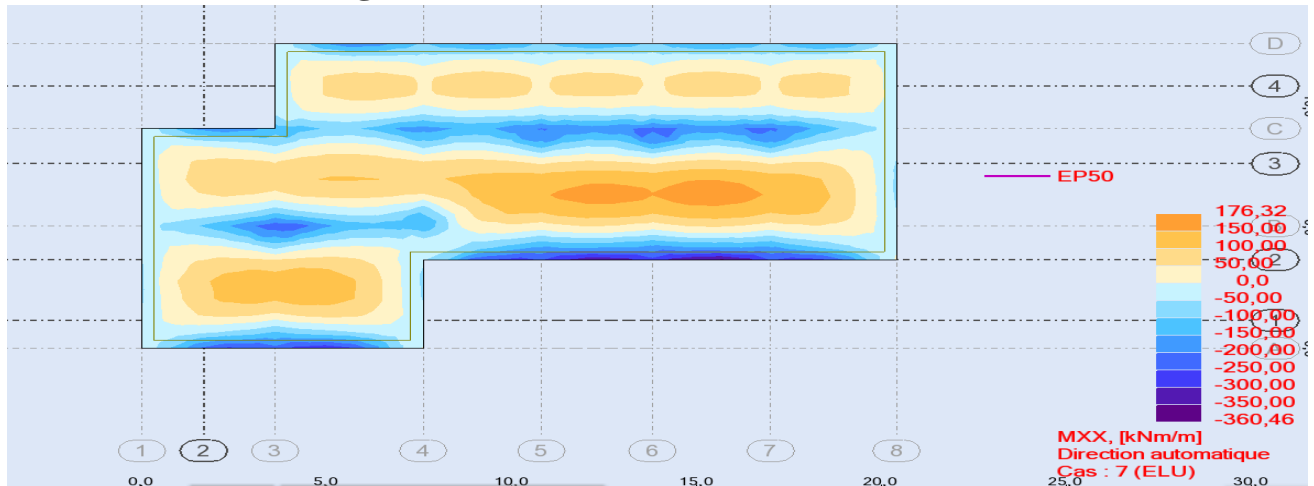
$$\sigma_2 = \frac{N_{max}}{S_{rad}} - \frac{M_{Rx}}{I_y} \times Y_G = \frac{30484.21}{206.32} - \frac{18441.95}{5430.90} \times 7.53 = 123.89 \text{ KN/m}^2$$

**Sens longitudinal :**

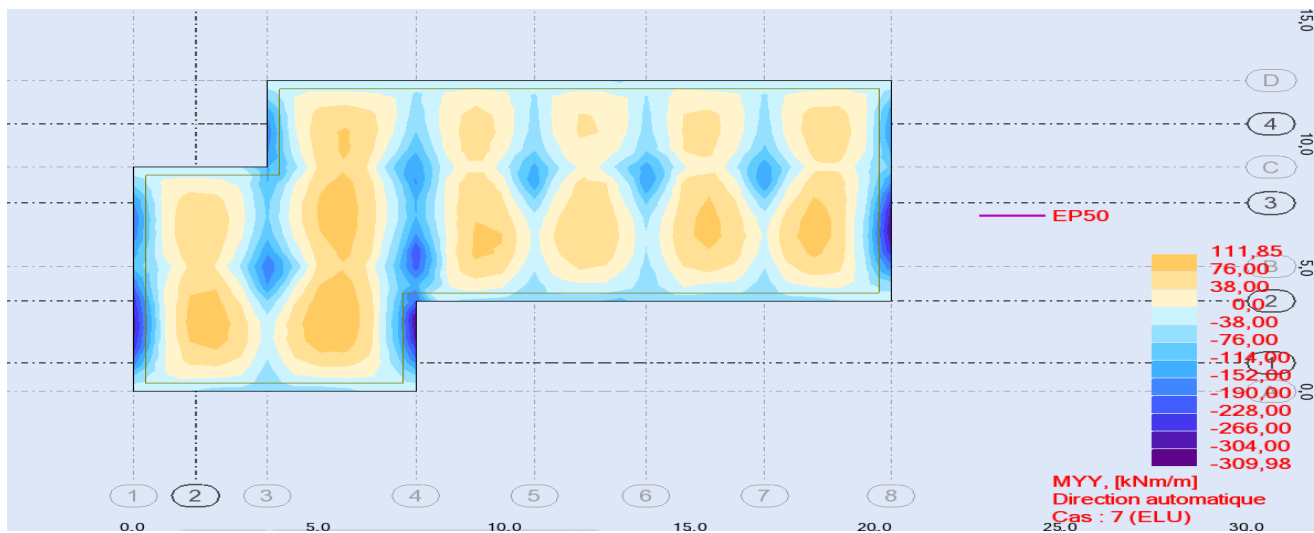
$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + \frac{M_{Ry}}{I_x} \times X_G = \frac{30484.21}{206.32} + \frac{19808.02}{8717.23} \times 9.54 = 171.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} - \frac{M_{Ry}}{I_x} \times X_G = \frac{30484.21}{206.32} - \frac{19808.02}{8717.23} \times 9.54 = 127.78 \text{ KN/m}^2$$

## II. Calcul et ferrailage du radier:



**Figure VI-1 :** moment au niveau du radier en appui et en travée (sens x-x)



**Figure VI-2 :** moment au niveau du radier en appui et en travée (sens y-y)

### 1. Calcul de ferrailage à l'ELU :

En travée :

► Ferrailage suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{176.32 \times 10^3}{100 \times 14,17 \times (50)^2} = 0.049$$

$$\mu_u = 0.049 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.063$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 40 \times (1 - 0,4 \times 0.063) = 38.99 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{176.32 \times 10^3}{38.99 \times 347,83} = 12.92 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA14. e=15cm/ml.

► Ferrailage suivant Ly :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{111.85 \times 10^3}{100 \times 14,17 \times (40)^2} = 0.049$$

$$\mu_u = 0.049 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.062$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 40 \times (1 - 0,4 \times 0.062) = 38.99 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{111.85 \times 10^3}{38.99 \times 347,83} = 8.24 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA12 e=15cm/ml.

### 2. Vérification de l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r$$

Avec :

$$W : \text{Poids propre total de la Tour à la base du radier} = G_T + G_{\text{rad}} = 21138.92 + 5067.85 = 26206.77 \text{ kN}$$

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1,5$ ).

$\gamma$ : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ ).

$h$ : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 3.00 \text{ m}$ ).

**Sr:** Surface du radier ( $S_r = 206.32 \text{ m}^2$ )

$$\alpha \times \gamma \times h \times S_r = 1,5 \times 10 \times 3.00 \times 206.32 = 9284.4 \text{ MN} < W = 26206.77 \text{ kN}$$

Aucun risque de soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique.

### 3. vérification de non poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à  $45^\circ$ .

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas : on a le voile (V5) de longueur 3.55 m

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times f_{c28}$$

$N_u$  : charge de calcul à l'ELU

$$N_u = \frac{Nu}{L}$$

$Nu$  avec  $L = 3.55 \text{ m}$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 1758.35$$

$$N_u / \text{ml} = 1758.35 / 3.55 = 0.495 \text{ MN/ml.}$$

$u_c$  : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$u_c = 2(a + b + 2hr)$$

$$u_c = 2(0.20 + 1 + 2 \times 0.70)$$

$$u_c = 5.20 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} = 0,045 \times 5.20 \times 0.70 \times 25 = 4.09 \text{ MN/ml} \quad (\text{C.B.A art A.5.2.4.3})$$

$$N_u / \text{ml} = 0.495 \text{ MN} < 4.09 \text{ MN} \quad \text{donc Vérifier.}$$

### 4. Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques

(horizontale ou verticale). On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal  $N$

et le moment de renversement dû à l'action sismique  $>$  à 1,5.

\*Calcul dû à l'effort normal :

$$G + Q = 22767.85 \text{ KN}$$

\*Les moments d'actions sismiques :

● **sens longitudinal :**

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

$$MR_x = 10069.84 \text{KN.m}$$

les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

$$M_{st} = 22767.85 \times 20.70 / 2 = 235647.24 \text{KN.m}$$

$$D'où : M_{stx} / MR_x = 235647.24 / 10069.84 = 23.40 > 1,5$$

● **sens transversal :**

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

$$MR_y = 10185.75 \text{KN.m}$$

Les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

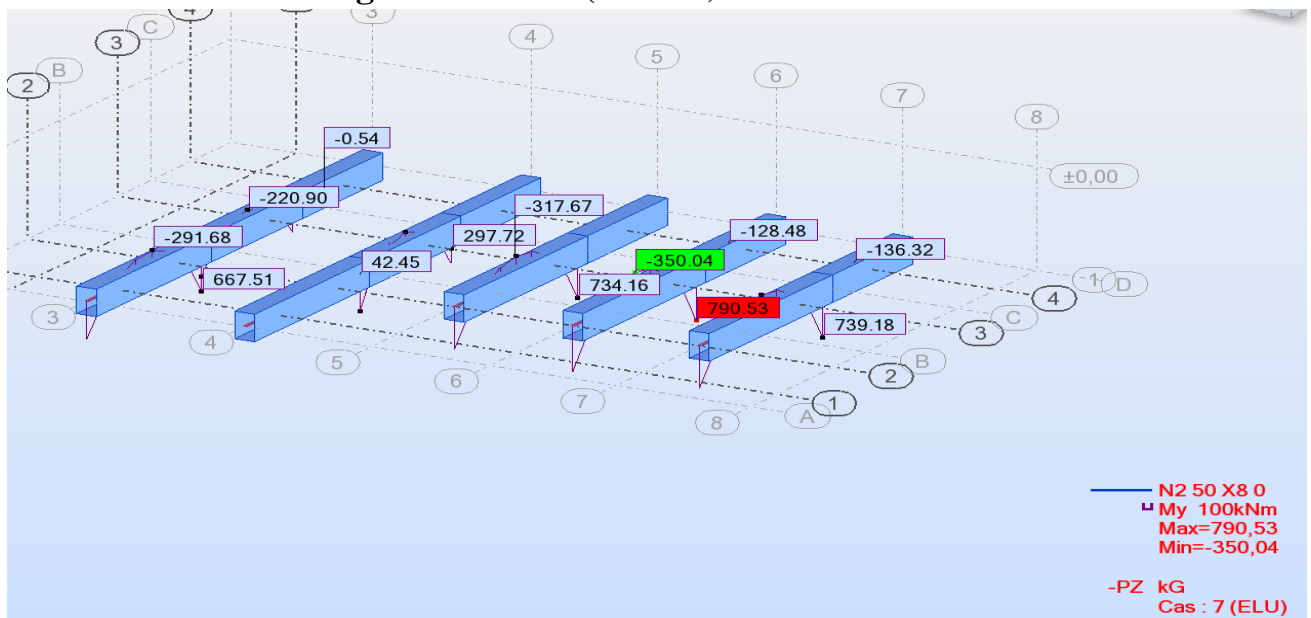
$$M_{sty} = 22767.85 \times 12.95 / 2 = 147421.82 \text{KN.m}$$

D'où :

$$sty / MR_x = 147421.82 / 10185.75 = 14.47 > 1,5$$

Finalemnt : Donc pas de risque de renversement.

### III. Calcul et ferrailage de nervure (50 x 80):

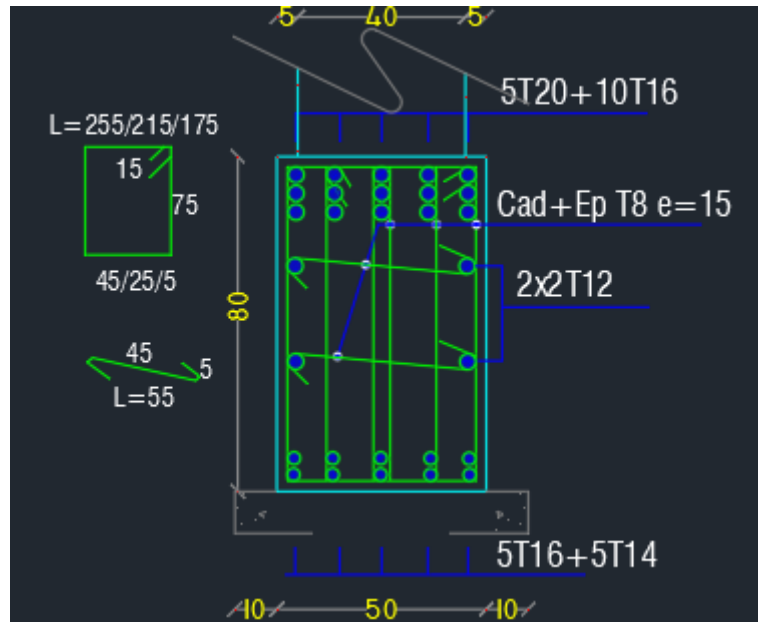


**Figure VI-3 :** moment des nervures 50x80 combinaisons (ELU)

## Chapitre 6 : Calcul des fondations

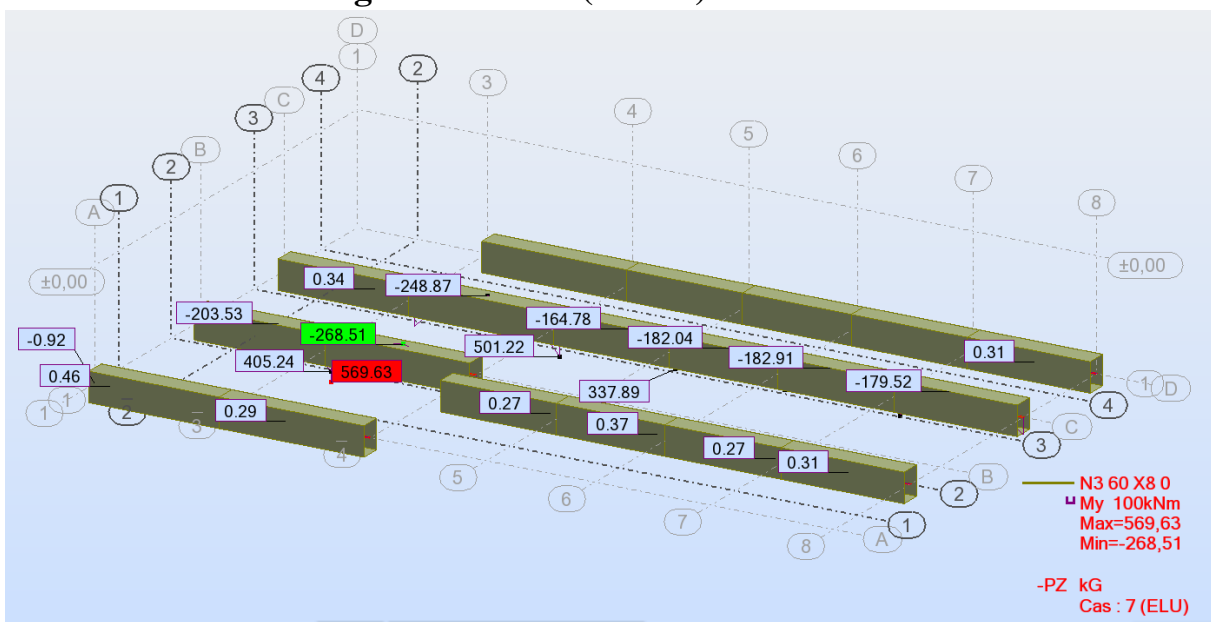
Fc28 (Mpa)	Fe (Mpa)	combinaisons charge	Enrobage (cm)	M supérieur (KN.m)	M inférieur (KN.m)
<b>25,00</b>	400	ELU	5	790.53	-350.04

- Nappe supérieur :  $As_{calculé} = 34.00 (cm^2)$  : ..... **As adopté = 5HA20+10HA16**
- Nappe inférieur :  $As_{calculé} = 14.00 (cm^2)$  : ..... **As adopté = 5HA16+5HA14**



**Figure VI-4 : Schéma de ferrailage de la nervure (50x80)**

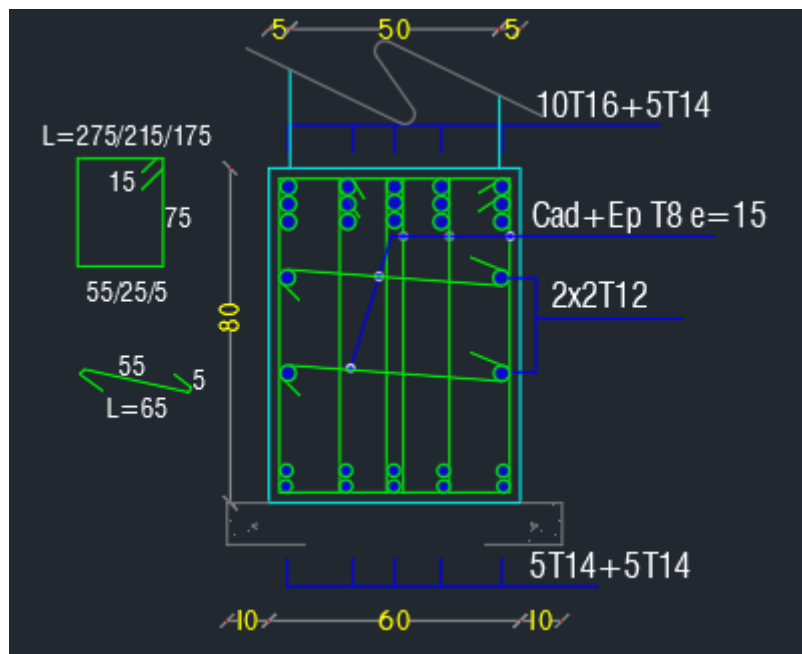
### IV. Calcul et ferrailage de nervure (60 x80) :



**Figure VI-5** : moment des nervures 60x80 combinaisons (ELU)

Fc28 (Mpa)	Fe (Mpa)	combinaisons charge	Enrobage (cm)	M superieur (KN.m)	M inférieur (KN.m)
25,00	400	ELU	5	-268.51	569.63

- Nappe supérieur :  $As_{calculé} = 23.30 \text{ cm}^2$  : ..... **As adopté = 10HA16+5HA14**
- Nappe inférieur :  $As_{calculé} = 10.60 \text{ (cm}^2)$  : ..... **As adopté = 5HA14+5HA14**



**Figure VI-6** : Schéma de ferrailage de la nervure (60x80)

### V. Etude des longrines :

#### 1. Introduction :

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

#### 2. Dimensionnement de longrine :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines dans notre cas sont :

- Site de catégorie  $S_2 \rightarrow 30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$

La section de la longrine est  $= (b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Le choix de notre fondation nous oblige à utiliser les longrines pour la construction et assuré un chaînage de base permettant la rigidité de l'ensemble des fondations.

Le type de site est (**ferme**), donc pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à  $F = (N/\alpha) > 20 \text{ KN}$  (d'après **RPA 99 / version 2003**) et comme notre zone est **la zone sismique IIa** d'où  $\alpha = 15$  avec **N** présente la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidaires.

$\alpha$  : C'est le coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie site considérée.

### 3. Le ferrailage:

#### ► ELU :

$$N_u = 45.19 \text{ t}$$

$$F_u = N_u / 15$$

$$F_u = 45.19 / 15 = 3.01 \text{ t}$$

$$F_u = 30.01 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferrailage minimum doit être de **0,6%** de la section avec des cadres d'où l'espacement est inférieur à la **min (20 cm, 15Ø)** d'après **RPA 99 / version 2003**.

$$A_s = 0.6\% B = (0.6/100)(30 \times 40) = 7.2 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6xHA14 = 9.24 cm<sup>2</sup>** pour la section (30x40)cm<sup>2</sup>



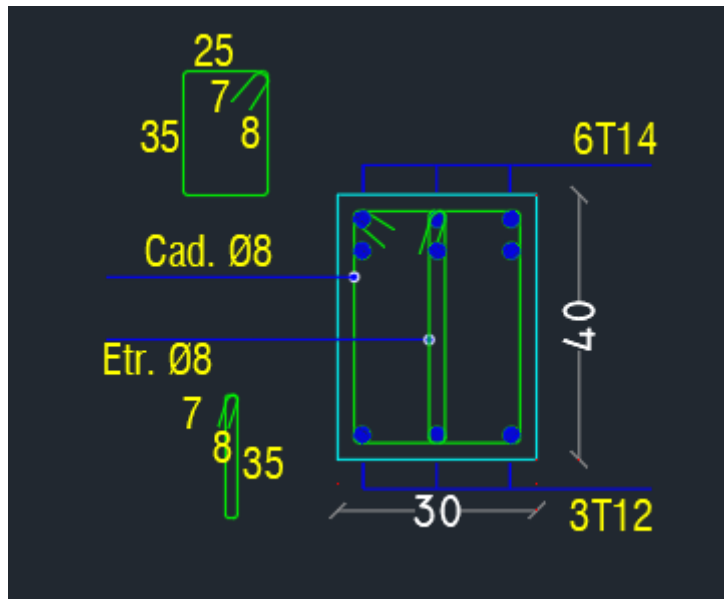


Figure VI-7 : Schéma de ferrailage des longrines (30x40)

## **Conclusion générale :**

Ce projet m'a permis d'avoir un aperçu sur l'ensemble des étapes à suivre pour la conception d'un ouvrage et également d'appliquer les connaissances durant mon cursus.

En effet un ingénieur en génie civil est censé concevoir des ouvrages et garantir sa durabilité ; en respectant les règlements parasismiques en vigueur, à cet effet il doit tenir compte de la sécurité, la stabilité, l'économie ainsi que l'aspect de l'ouvrage.

Pour ce projet quelques points sont à soulever :

- Une agression sismique met grandement un bâtiment à l'épreuve, ainsi tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles en vigueur ;
- La disposition des voiles de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure

Pour finir, l'objectif de cette étude est l'obtention d'un bâtiment résistant garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, ce fut une première et une belle expérience ; je souhaite que ce travail profitera beaucoup à la génération future.

# Bibliographie

## Règlement :

- + Règlements parasismiques Algérien RPA99/version 2003
- + Règles de calcul du béton armé aux états limites BAEL91/révisée 99
- + CBA 93
- + DTR

## Documents :

- + Cours de dynamiques des structures
- + Projets de fin d'étude d'anciens étudiants

## Logiciels :

- + Le logiciel d'analyse des structures (*Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2019*)
- + Logiciel de ferrailage EXPERT 2010
- + Word 2010
- + Excel 2010
- + Auto CAD 2019