

REPUBLIQUE ALGRIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURET DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE KASDI MERBAH OUARGLA

Faculté des Sciences appliquées

Département de Génie Civil et Hydraulique

Mémoire fin d'études

MASTER ACADEMIQUE

Domaine : Sciences et Technologie

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Présenté Par :

BABAARBI Mohammed Chaouki et BOUTERA Mohammed

Thème :

**Étude d'une construction en béton armé (R+3) contreventé par portiques autostables en zone sismique (IIa)**

Soutenu publiquement le :10 / 06 / 2024

Devant le jury composé de:

BOUZOUAID Samia

MCB (UKM Ouargla)

Président

ZENKHRI Abderrazek

MCB (UKM Ouargla)

Examinatrice

MAOUCHE Henia

MCB (UKM Ouargla)

Encadreur

Année Universitaire :2023/2024

# إهداء

أهدي ثمرة جهدي المتواضع

إلى من وهبوني الحياة والأمل، والنشأة على شغف الإطلاع والمعرفة،  
ومن علموني أن أرتقي سلم الحياة بحكمة وصبر: برا، وإحسانًا، ووفاء لهما  
والدي العزيز، والدي العزيزة.

إلى من وهبني الله نعمة وجودهم في حياتي

إلى العقد العتيق

من كانوا عونًا لي في رحلة بحثي إخواني وأخواتي.

إلى من عشت معهم الحياة الجامعية

اصدقائي وأحبائي

وأخيرًا إلى كل من ساعدني وأشرف علي هذا العمل

الإستاذة معوش هنية

ومن كان له دور من قريب أو بعيد في إتمام هذه الدراسة

سائل المولى أن يجزي الجميع خير الجزاء في الدنيا والآخرة

. ثم إلى كل طالب علم سعى بعلمه،

ليفيد الإسلام والمسلمين

بكل ما أعطاه الله من علم ومعرفة

بوترعة محمد



# إهداء

أهدي ثمرة جهدي المتواضع

إلى من وهبوني الحياة والأمل، والنشأة على شغف الإطلاع والمعرفة،  
ومن علموني أن أرتقي سلم الحياة بحكمة وصبر؛ برا، وإحسانًا، ووفاء لهما

والدي العزيز، ووالدتي العزيزة.

إلى من وهبني الله نعمة وجودهم في حياتي

إلى العقد المتين

من كانوا عونًا لي في رحلة بحثي إخواني وأخواتي.

إلى من عشت معهم الحياة الجامعية

اصدقائي وأحبائي

وأخيرًا إلى كل من ساعدني وأشرف على هذا العمل

الإستاذة معوش هنية

ومن كان له دور من قريب أو بعيد في إتمام هذه الدراسة

سائل المولى أن يجزي الجميع خير الجزاء في الدنيا والآخرة

. ثم إلى كل طالب علم سعى بعلمه،

ليفيد الإسلام والمسلمين

بكل ما أعطاه الله من علم ومعرفة

بابا عربي محمد شوقي

Bm1



## Résumé :

Le présent mémoire, étudie un bâtiment béton armée en (R+3) à usage d'habitation, il est implanté à la commune de CONSTANTINE qui est classée en zone sismique IIa selon RPA 99 version 2003. Cet ouvrage est une structure portique auto stable et le prédimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL91 modifié 99 et RPA99/version 2003. Et l'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel Robot V14. Le dessin a été réalisé par logiciel AUTOCAD 2017 .

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armée, portique, calcul statique, calcul sismique, plans d'exécution, ROBOT V14, RPA99 V2003, BAEL91.

## ملخص :

تتناول هذه الأطروحة دراسة بناء مبنى خرساني مسلح (R+3) للاستخدام السكني، يقع ببلدية قسنطينة والمصنف في المنطقة الزلزالية IIa وفقاً لـ RPA 99 نسخة 2003. هذا العمل عبارة عن هيكل مستقر ذاتياً و تم إجراء تحديد أبعاد العناصر الحاملة وفقاً لـ BAEL91 المعدل في 99 و RPA99 / الإصدار 2003. وتم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل بواسطة برنامج Robot V14. تم الرسم باستخدام برنامج AUTOCAD 2017.

الكلمات المفتاحية: البناء، الخرسانة المسلحة، هيكل، حساب ستاتيكي، حساب زلزالي، مخططات التنفيذ، ROBOT V14،

BAEL91، RPA99 V2003

## Summary :

This thesis studies a reinforced concrete building in (R+3) for residential use, it is located in the commune of CONSTANTINE which is classified in seismic zone IIa according to RPA 99 version 2003. This work is a self-stable gantry structure and the pre-sizing of the supporting elements was done in accordance with BAEL91 modified 99 and RPA99/version 2003. And the seismic analysis of the structure was carried out by the Robot V14 software. The drawing was made using AUTOCAD 2017 software.

**Keywords:** Building, Reinforced concrete, gantry, structural analysis, seismic calculation, execution plans ROBOT V14, RPA99 V2003, BAEL91.

# Liste de tableaux

## Chapitre I : présentation de projet Et caractéristique des matériaux

|  |    |
|--|----|
| Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés..... | 09 |
|--|----|

## Chapitre II : Pré dimensionnements des éléments de structures et évaluation des charges

|  |    |
|--|----|
| Tableau II.1 : Charge due au plancher terrasse.....                  | 15 |
| Tableau II.2 : Charge due au plancher RDC et étage courant. ....     | 16 |
| Tableau II.3 : Charge due au plancher balcon terrasse.....           | 17 |
| Tableau II.4 : Charge due au plancher balcon d'étage courant. ....   | 17 |
| Tableau II.6 : Charge permanentes murs extérieurs en maçonnerie..... | 17 |
| Tableau II.7: Charge permanentes murs intérieurs. ....               | 18 |
| Tableau II.8: descente des charges de poteau centrale. ....          | 20 |

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

|  |    |
|--|----|
| Tableau III.1 : Charge du paillasse.....                       | 30 |
| Tableau III.2 : Charge de la palier.....                       | 30 |
| Tableau III.3 : Récapitulatif du ferrailage de l'escalier..... | 33 |
| Tableau III.4 : Ferrailage de la poutre palière.....           | 38 |
| Tableau III.5: Armatures longitudinales.....                   | 41 |

## Chapitre IV : Calcul de la superstructure

|   |    |
|---|----|
| <b>Tableau IV.1:</b> Coefficient d'accélération de zone (A).....                                | 56 |
| <b>Tableau IV.2:</b> Valeur de facteur de qualité .....   | 57 |
| <b>Tableau IV.3:</b> Résultats force sismique statique (selon ROBOT).....                       | 58 |
| <b>Tableau IV.4:</b> Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur) ..... | 59 |
| <b>Tableau IV.5:</b> Résultat de distribution de l'effort tranchant .....                       | 59 |
| <b>Tableau IV.6:</b> Résultats obtenus par Robot – Analyse modale.....                          | 61 |
| <b>Tableau IV.7:</b> les déplacements .....   | 63 |
| <b>Tableau IV.8:</b> Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT. ....                           | 65 |
| <b>Tableau IV.9:</b> Ferrailage longitudinal des poutres .....                                  | 68 |
| <b>Tableau IV.10:</b> Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT(potaux).....                   | 70 |

# Liste de figures

## Chapitre I : présentation de projet Et caractéristique des matériaux

|  |    |
|--|----|
| <b>Figure I.1:</b> Plancher à corps creux.....                               | 04 |
| <b>Figure I.2 :</b> Brique creuse.....                                       | 05 |
| <b>Figure I.3 :</b> Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU ..... | 08 |
| <b>Figure I.4:</b> Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS ..... | 09 |
| <b>Figure I.5:</b> Diagramme contraintes déformation de l'acier. ....        | 10 |

## Chapitre II : Pré dimensionnements des éléments de structures et évaluation des charges

|   |    |
|---|----|
| <b>Figure II.1 :</b> Plancher à corps creux. ....                                 | 13 |
| <b>Figure II.2 :</b> Section transversale du nervure (poutrelle) .....            | 13 |
| <b>Figure II.3. :</b> coupe d'un plancher terrasse à corps creux. ....            | 15 |
| <b>Figure II.4 :</b> coupe d'un plancher RDC et étage courant à corps creux. .... | 16 |
| <b>Figure II.5:</b> poteau centrale. ....   | 18 |

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

|  |    |
|--|----|
| <b>Figure III.1 :</b> Schéma de l'acrotère.....  | 23 |
| <b>Figure III.2 :</b> Schéma de l'escalier.....  | 29 |
| <b>Figure III.3:</b> schéma statique d'escalier et leur chargement à ELU.....          | 31 |
| <b>Figure III.4 :</b> charge equivalent à l'ELU.....                                   | 31 |
| <b>Figure III.5 :</b> schéma statique de poutre palière et leur chargement à ELU ..... | 37 |
| <b>Figure III.6 :</b> point d'application des charge sur la poutre palière.....        | 39 |
| <b>Figure III.7 :</b> shémama de balcon .....  | 43 |

## Chapitre IV : Calcul de la superstructure

|  |    |
|--|----|
| <b>Figure IV.1</b> : . Modalisation de structure.....                                    | 54 |
| <b>Figure IV.2</b> : Diagramme spectre de réponse.....                                   | 62 |
| <b>Figure IV.3</b> : vue générale de la structure.....                                   | 62 |
| <b>Figure IV.4</b> : Mode 1: translation selon X.....                                    | 63 |
| <b>Figure IV.5</b> : Mode 2: translation selon y.....                                    | 64 |
| <b>Figure IV.6</b> : Mode 3: translation selon z.....                                    | 64 |
| <b>Figure IV.7</b> : Ferrailage des poutres (30×35) a logiciel EXPERT 2010(travée).....  | 67 |
| <b>Figure IV.8</b> : . Ferrailage des poutres (30×35) a logiciel EXPERT 2010(appui)..... | 68 |

## Annexe

**Annexe 01** : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

**Annexe 02**: Schéma Ferrailage des escaliers.

**Annexe 03**: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**Annexe 04**: Schéma de ferrailage de balcon.

**Annexe 04**: Schéma de ferrailage des poutrelles.

**Annexe 05** : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires du RDC et des étages coupe (A-A).

**Annexe 06** : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires du RDC et des étages.

**Annexe 07** : Schéma de ferrailage de poteaux.

**Annexe 08** : Schéma de ferrailage de la semelle.

**Annexe 09** : Schéma de ferrailage de longrine.

# SOMMAIRE

|   |   |
|---|---|
| Présenté Par :  | 1 |
| : ملخص  | 4 |
| Summary :   | 4 |
| Liste de tableaux   | 5 |
| Liste de figures  | 7 |
| Annexe  | 8 |
| SOMMAIRE  | 9 |
| Introduction générale                                     | 1 |
| Chapitre I  | 3 |
| I.1. Introduction:  | 4 |
| I.2. Caractéristiques du bâtiment:                        | 4 |
| I.3. Conception de la structure                           | 4 |
| I.3.1. Ossature de l'ouvrage:                             | 4 |
| I.3.2. Plancher:  | 4 |
| I.3.4. Maçonnerie:  | 4 |
| I.3.5. Revêtement:  | 5 |
| I.3.6. Acrotères :  | 5 |
| I.3.7. Fondation:   | 5 |
| I.4. Règles du calcul :                                   | 5 |
| I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :          | 6 |
| I.5.1. Le Béton:  | 6 |
| I.5.1.1. Composition du béton :                           | 6 |
| I.5.1.2. Caractéristiques Physique et Mécaniques du Béton | 6 |
| I.5.1.5. Diagramme Contraintes – déformation :            | 8 |
| I.5.2. Acier:   | 9 |
| I.5.2.1. Caractéristiques mécaniques :                    | 9 |

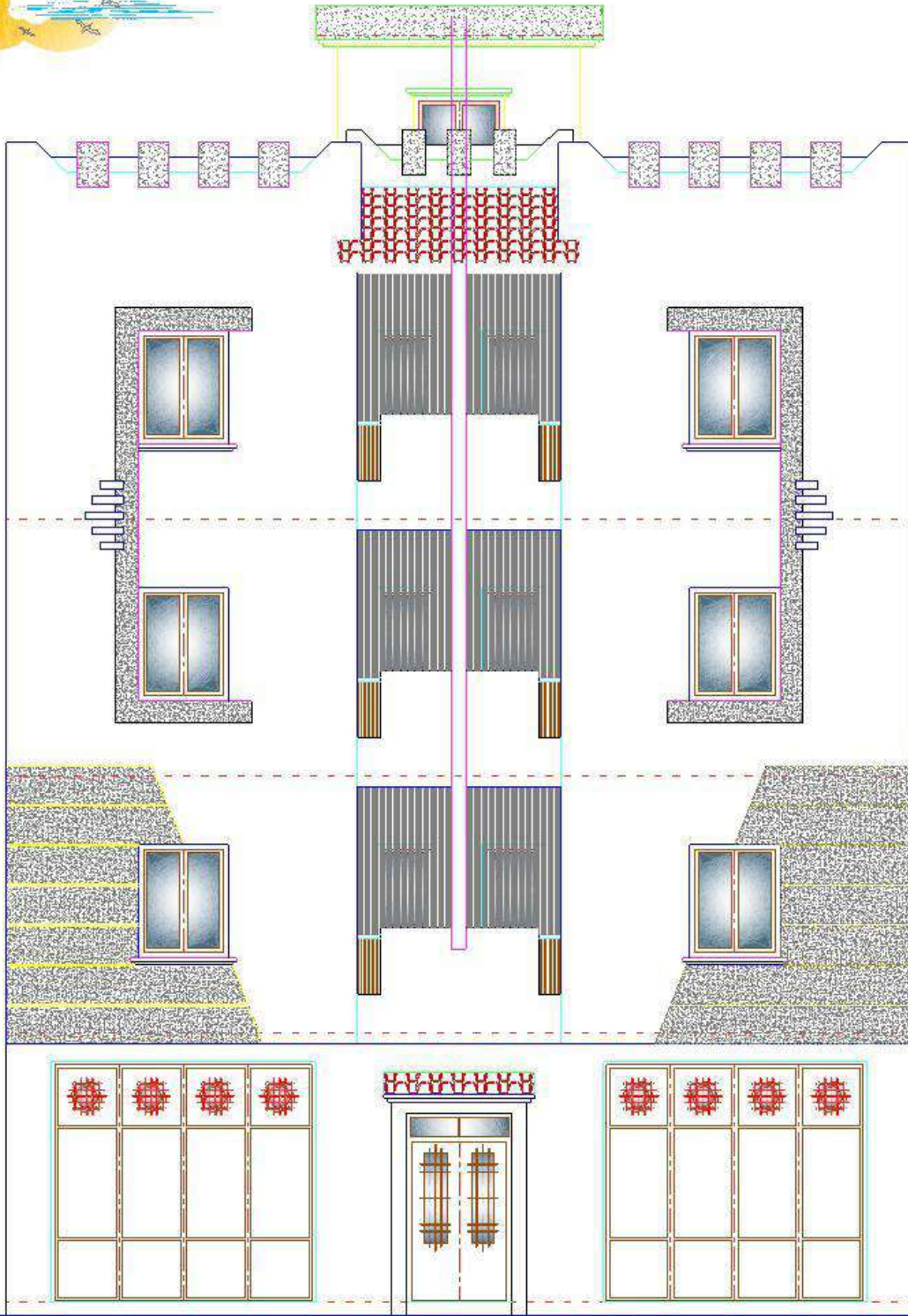
|  |    |
|--|----|
| I.5.2. 2.Diagramme contrainte déformation de l'acier : | 9  |
| I.5.2.3.Contrainte admissible de l'acier à l'ELS:      | 10 |
| I.6. . Les hypothèses de calcul:                       | 11 |
| Chapitre II  | 12 |
| II.1.Introduction :                                    | 13 |
| II.2.Prdimensionnement des élément structuraux :       | 13 |
| II.2.1.Les planchers:                                  | 13 |
| II.2.2.Les poutre:                                     | 14 |
| II.2.2.1.Les poutre principales:                       | 14 |
| II.2.2.2.Les poutre socendaire:                        | 14 |
| II.2.3. les balcons :                                  | 14 |
| II.2.3. les poteaux :                                  | 14 |
| II.3. Evaluation de charge :                           | 15 |
| II.3.1. Plancher teresse :                             | 15 |
| II.3.2.Plancher RDC et étage courant:                  | 16 |
| II.3.4.Les balcons:                                    | 16 |
| II.3.6.Murs :  | 17 |
| II.4.Descent des charge :                              | 18 |
| II.4.1.Définition :                                    | 18 |
| II.4.2.La descent des charge :                         | 18 |
| Chapitre III   | 22 |
| III.1.Introduction:                                    | 23 |
| III.2.Étude de L'acrotère:                             | 23 |
| III.2.1.Introduction                                   | 23 |
| III.2.2.Evaluation des charges:<br>l'acrotère          | 23 |
| III.2.2.détermination des sollicitations:              | 24 |
| III.2.3.Ferraillage de l'acrotère :                    | 25 |

Figure III.1.schéma

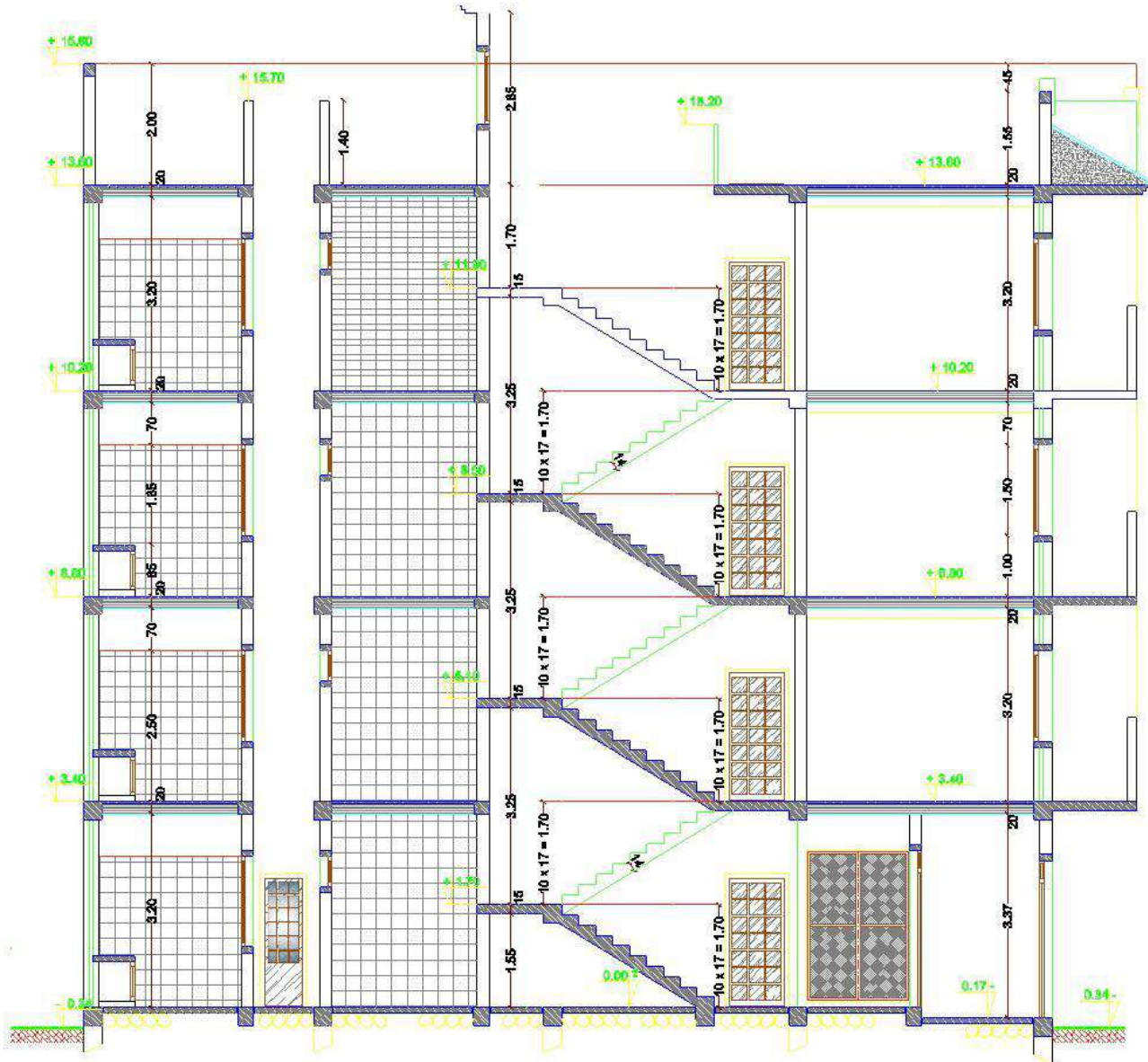
|  |    |
|--|----|
| III.2.3.1.à L'ELU :  | 25 |
| III.2.3.2.calcul de l'ELS:   | 26 |
| III.2.3.3.Ferraillage minimal:                                     | 27 |
| III.2.3.4.vérification des contraintes:                            | 27 |
| III.2.3.5.vérification au cisaillement                             | 28 |
| III.2.3.6.calcul des armatures de répartition :                    | 28 |
| III.3.Etude Les escaliers:   | 29 |
| III. 3.1.Introduction:   | 29 |
| III. 3.2.composition d'un escalier:                                | 29 |
| III.3.3.Pré-dimensionnement:                                       | 29 |
| III.3.4.Evaluation des charges :                                   | 30 |
| III.3.4.1.Paillasse:   | 30 |
| III.3.4.2. palier:   | 30 |
| III.3.5.Ferraillage d'escaliers:                                   | 30 |
| III.3.5.1.Calcul des sollicitations à ELU:                         | 30 |
| III.3.5.2.Vérification à ELU :                                     | 32 |
| III.3.5.3.calcul à E.L.S :   | 33 |
| III.3.6.étude de la poutre palière :                               | 37 |
| III.3.6.1.Pré dimensionnement :                                    | 37 |
| III.3.6.2.Calcul des sollicitations :                              | 37 |
| III .3.6.3.calcul des armatures longitudinales(flexion simple) :   | 38 |
| III.4.Etude les balcons :  | 43 |
| III.4.1.Introduction :   | 43 |
| III.4.2.Evaluation des charge :                                    | 43 |
| III.4.3.les combinaisons d'action :                                | 43 |
| III.4.4.Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants : | 43 |

|   |    |
|---|----|
| III.4.5. Détermination du ferraiage :           | 43 |
| III .5.Etude les plancher :                     | 46 |
| III.5.1.Introduction :                          | 46 |
| III.5.2.Méthode de calcul :                     | 46 |
| III.5.3.Application de la méthode forfaitaire : | 46 |
| III.5.4 Caractéristiques des poutrelles:        | 47 |
| III.5.5 Evaluation des charges et surcharges:   | 47 |
| III.5.5.1Plancher terrasse                      | 47 |
| Chapitre IV                                     | 53 |
| Etude sismiqe                                   | 53 |
| IV.1 Inroduction :                              | 54 |
| IV.2.Objectif de l'étude dynamique:             | 54 |
| IV.3.Méthode de calcul                          | 54 |
| IV.4.Choix de la méthode de calcul:             | 54 |
| IV.7.Méthode d'analyse modale spectrale:        | 59 |
| IV.6 Résultats de l'analyse :                   | 61 |
| .IV.6 Ferrailages les portiques :               | 65 |
| Chapitre V                                      | 74 |
| Calcul de l'infrastructure                      | 74 |
| V.1 :Etude des fondations :                     | 75 |
| V.1.1 :Capacité portante                        | 75 |
| V.1..Ferrailage                                 | 76 |
| V.2. Longrine                                   | 78 |
| Conclusion général                              | 80 |
| Bibliographie                                   | 82 |
| Annexe  | 84 |

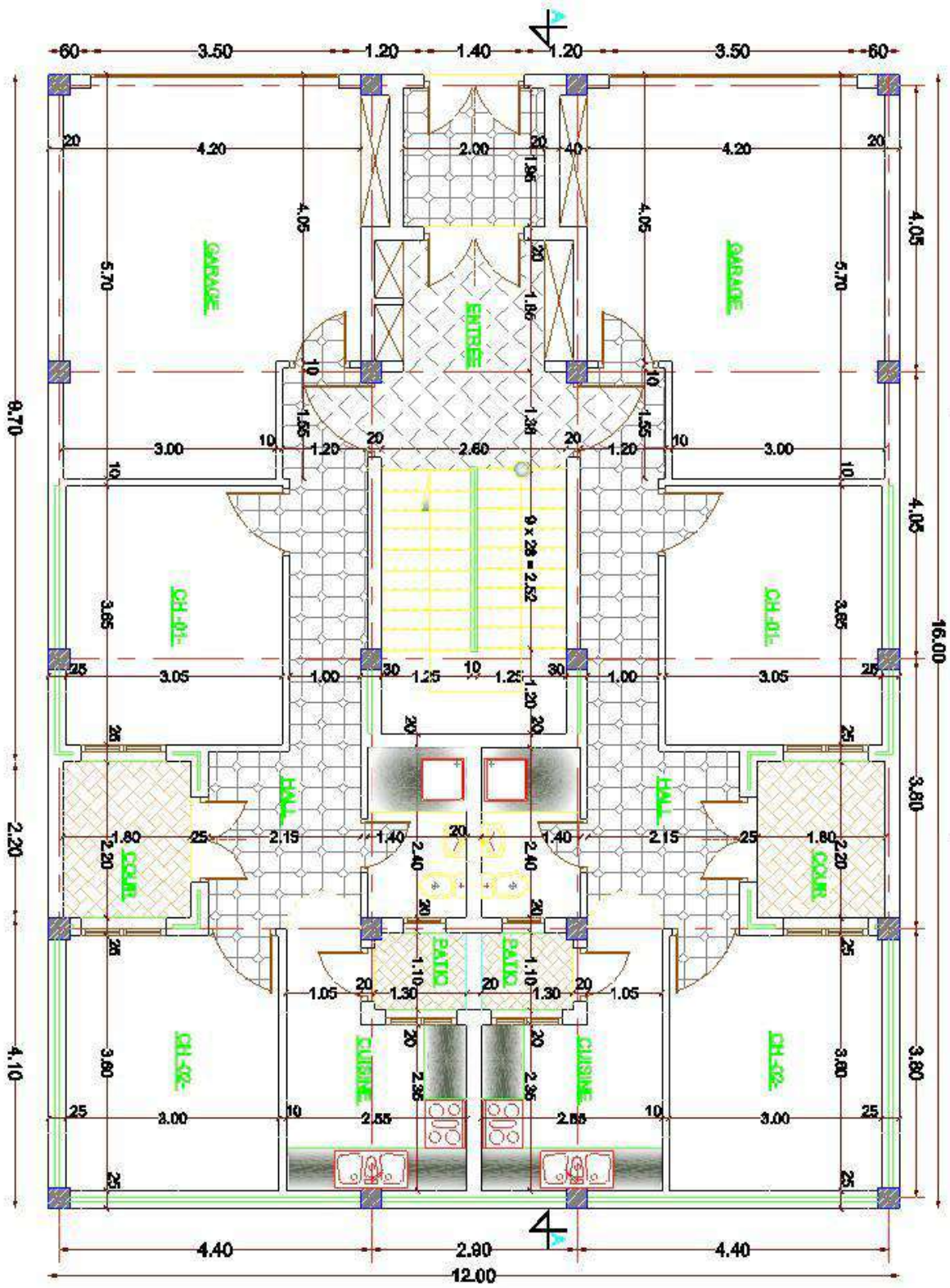
# FACADE PRINCIPALE



# COUPE A --- A

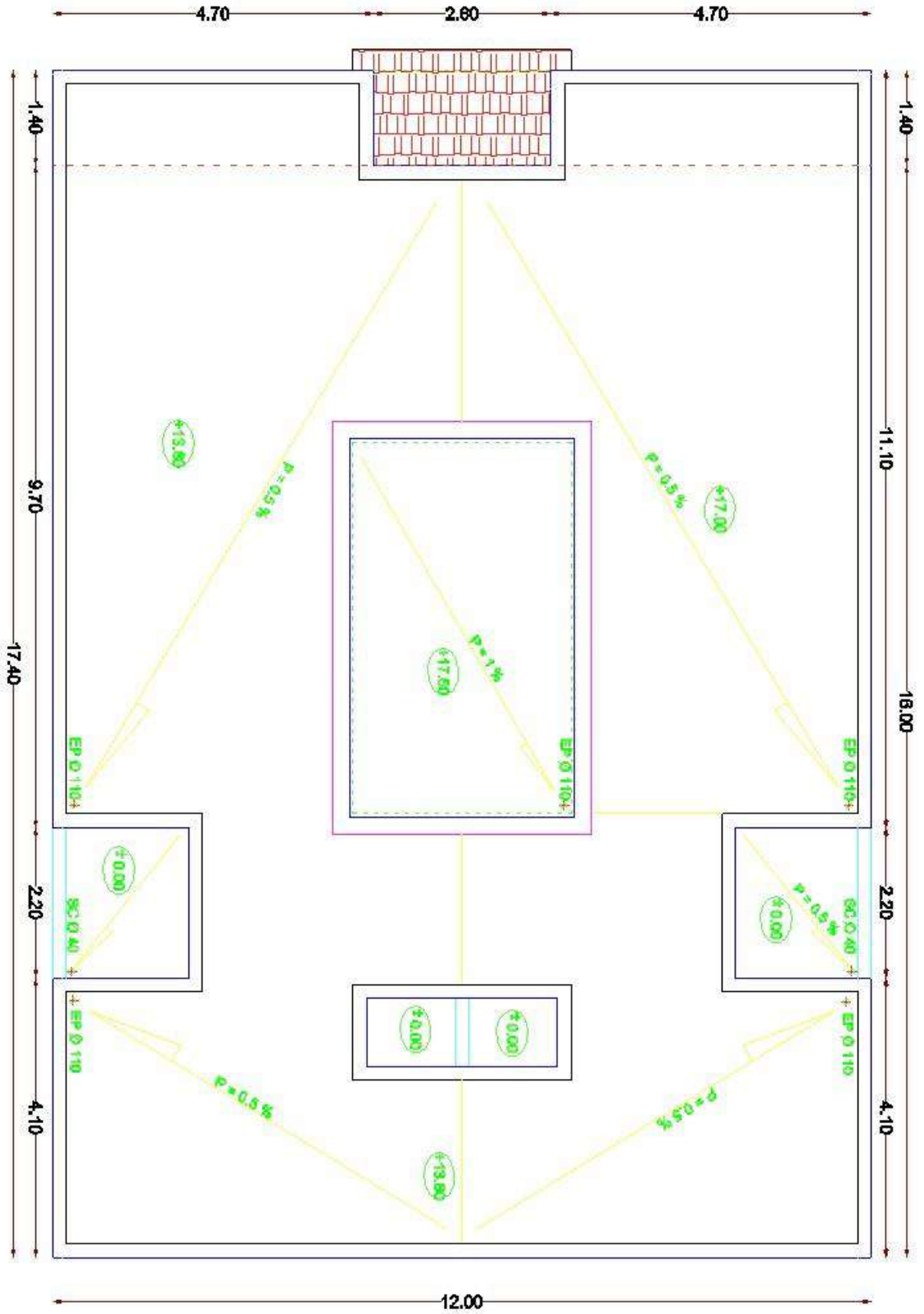


# PLAN DE R-D-C





# PLAN DE TERRASSE



# **Introduction**

## **générale**

# Introduction générale

---

## Introduction générale

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, ...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Pour notre projet de fin d'étude, on a choisi d'étudier une structure présentant des particularités suivantes: (Eléments porteurs divers : portiques, systèmes de fondation global : semelles)

Le travail a été scindé en deux parties principales :

- La première partie réservée à la superstructure, qui contient :

- Des généralités ; -Pré dimensionnement des éléments ; -Etude des éléments secondaires ; -Etude dynamique ; -Etude des éléments structuraux ;

- La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :

- Etude des fondations. L'étude de ce bâtiment

se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

# **Chapitre I**

**Présentation de projet**

**Et**

**Caractéristiques des matériaux**

**I.1. Introduction:**

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en R+3 composé d'un rez-de-chaussée et de 3 niveaux à usage d'habitation, wilaya de Constantine , bâtiment est situé dans une zone de forte sismicité (zone IIa selon les RPA99/Version2003).

**I.2.Caractéristiques du bâtiment:**

- Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un Rez-de-chaussée plus 03 étages, chaque étage comporte de appartements de F3
- D'une terrasse non accessible avec . un acrotère de 0m de hauteur.
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (grouped'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyen sismicité (zone IIa). Le site est considéré comme meuble (S3).
- Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

**Dimensions en élévation:**

- Hauteur totale de bâtiment  $H = 12.84 \text{ m.}$
- Hauteur de RDC  $h = 3.06 \text{ m.}$
- Hauteur des étages courant  $h = 3.06 \text{ m.}$

**Dimensions en plan:**

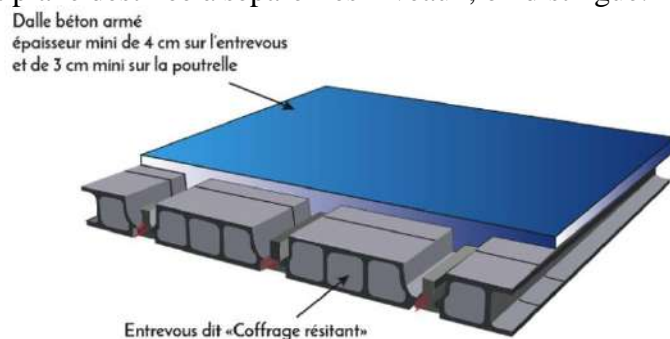
- Longueur totale :  $L_{\text{trans}} 12.3 \text{ m.}$
- Largeur totale :  $L_{\text{long}} 17.40 \text{ m.}$

**I.3. Conception de la structure****I.3.1. Ossature de l'ouvrage:**

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques tout en justifiant l'interaction portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

**I.3.2. Plancher:**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue: - Plancher à corps creux.



**Figure 1.1. Plancher à corps creux**

**I.3.3. Escalier:**

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

**I 3.4.Maçonnerie:**

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses, pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs.



**Figure I.2. Brique creuse**

**a-Murs extérieurs:**

Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm et 15cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (15+5+10).

**b-Murs intérieurs:**

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

**I3.5.Revêtement:**

Le revêtement du bâtiment est constitué par:

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

**I.3.6. Acrotères :**

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

**I.3.7. Fondation:**

Le bâtiment est construit sur un sol meuble avec une contrainte admissible du sol d'assise sot. Le choix de mode de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage (ou des surcharges) et de la nature du sol (selon le rapport du sol).

**I.4.Règles du calcul :**

Nous utilisons pour l'étude de ce projet les règlements suivants:

- Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003 DTR B.C. 2.48).
- Charges Permanentes Et charges d'Exploitation (DTR B.C. 2.2).
- Les Règlements de Béton Armé aux Etats Limites (BAEL 91).

Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites définies ci-dessous :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable états limites: d'une action (majoration ou minoration selon le cas).On distingue deux états limites

**Etat limite ultime: (ELU)**

Correspondant à la limite:

Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement)

Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).

Soit de la stabilité de forme.

**Etat limite de service: (ELS)**

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Etat limite de compression du béton.

Etat limite d'ouverture des fissures. Etat limite de déformation.

**I.5. Caractéristiques mécaniques 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.

**I.5.1. Le Béton:**

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

**I.5.1.1. Composition du béton :**

- 800 litres de gravier de diamètre 8/15 et 15/25mm.
- 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment de classe CPJ 32.5.
- 175 litres d'eau propre de gâchage.
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5mm.

**I.5.1.2 Caractéristiques Physique et eet Mécaniques du Béton****a ) Masse Volumique :**

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m<sup>3</sup>. cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500Kg/m<sup>3</sup>.

**b) Le retrait:**

C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.

**c) La dilatation :**

Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10<sup>-5</sup>, pour une variation de 20°C on obtient:  $L = (2/1000) \times \text{longueurs}$ .

**d) Le fluage:**

C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixée constamment appliquée.

**e) Résistance caractéristique à la compression et à la traction**

Le béton ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 40MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4MPa).

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours notée  $f_{c28}$ , cette valeur est déterminée par des essais de laboratoire. Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de 200 cm<sup>2</sup> ( $\Phi$  15.95 cm) et une hauteur de 32 cm. A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcule la résistance caractéristique à la compression

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Conventionnellement la résistance à la traction est définie de celle à la compression par la formule suivante:

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad f_{c28} \leq 60\text{MPa}$$

Dans notre cas on prendra les données suivantes:

**Traction:**  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$

**Compression:**  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

**f) Module de déformation longitudinale au béton :**

Les règles **BAEL91** le fixe à la valeur suivante pour Module de déformation longitudinale au béton:

Module instantané: (pour les charges d'une durée d'application < 24 h)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

**Module différé :** pour les charges de longue durée

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

**g) Coefficient de poisson:**

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations, et à 0 pour le calcul des sollicitations. Pour le calcul des éléments bidimensionnels on prendra  $\nu = 0.2$  pour les justifications aux états limites de service (béton non fissuré), et  $\nu = 0$  dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré)

$\nu = 0,2$  l'état limite de service (pour le calcul des déformations).

$\nu = 0, \dots$  l'état limite ultime (pour le calcul des sollicitations).

**1.5.1.3. Calcul de la contrainte limites de béton comprimé :**

On distingue deux catégories d'états limites de calcul:

Etat limite ultime (E.L.U)

Etat limite de service E.L.S)

**✓ Etat limite ultime (E.L.U):**

Ils Correspondent à ce que l'on entend généralement par limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de compression du béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\theta = 1$  facteur de durée d'application des charges > 24 heures

$\theta = 0,9$  1 heure Durée d'application < 24 heures

$\theta = 0,85$  Durée d'application  $\leq 1$  heure

$\gamma_b = 1.5$  cas des sollicitation durable ou transitoires.

$\gamma_b = 1.15$  cas des situation accidentelles.

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cas générale}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 18.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cas accidentelles}$$

✓ **Etat limite de service ( E .L.S):**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique ( $\sigma =E. \varepsilon$ ). La contrainte admissible de compression du béton doit être au plus égale

$$\bar{\sigma}_u = 0.6 \times f_{c28} = 15Mpa$$

**I.5.1.4.Calcul de la Contrainte ultime de cisaillement:**

Est définie par la relation :  $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$

$V_u$ = l'effort tranchant

b = largeur de la section

d = hauteur utile

**a)- Cas des armatures transversales droites :**

- **Fissuration non préjudiciable ( peu nuisible)**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 5Mpa \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33Mpa$$

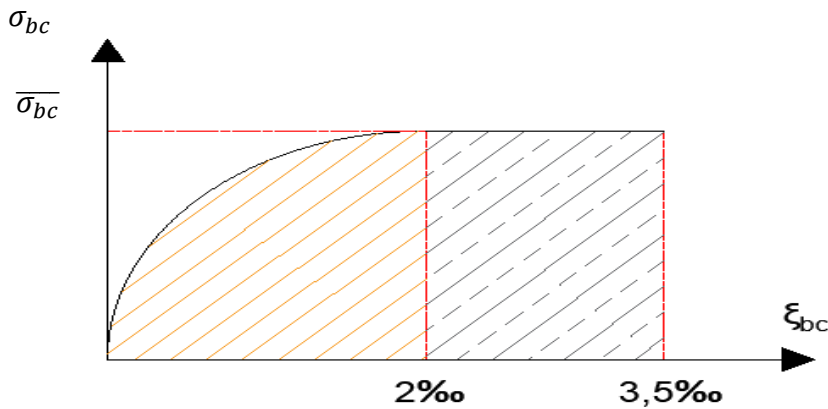
- **Fissuration très préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 4Mpa \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33Mpa$$

**I.5.1.5.Diagramme Contraintes – déformation :**

✓ **E.L.U.R:**

On utilise pour le béton un diagramme de calcul dit "parabole rectangle "



**Figure 1.3. Diagramme parabolique-rectangle des Contraintes-Déformations du béton**

$\sigma_{bc}$ : contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$ : contrainte de calcul pour  $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$

$\varepsilon_{bc}$ : déformation du béton en compression.

✓ **E.L.S:**

En vertu de la loi de Hooke, les contraintes sont proportionnelles aux déformations relatives:  $\sigma =$

$$E.\varepsilon = E. \frac{\Delta l}{l}$$

Donc le diagramme de calcul à l'état limite de service est linéaire.

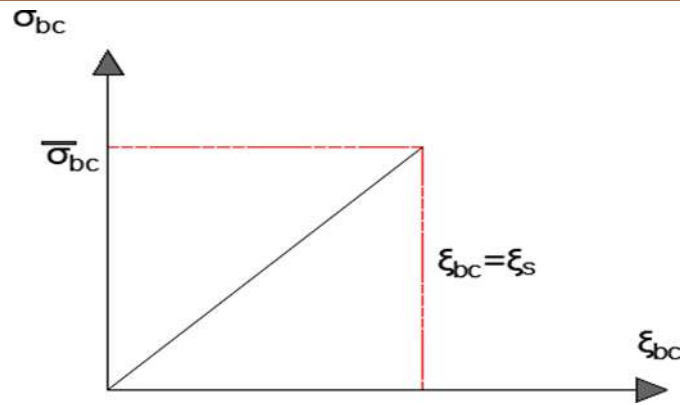


Figure 1.4. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

**I.5.2. Acier:**

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

**I.5.2.1 Caractéristiques mécaniques :**

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie Fe sont données par le tableau [1.1] suivant :

| Type d'acier           | Nuances | Limite d'élasticité (MPa) | Utilisation   |
|------------------------|---------|---------------------------|---|
| Rond lisse (RL)        | FeE 220 | 215                       | Cadres, étriers, Anneaux de levage des pièces préfabriquées |
|                        | FeE 240 | 235                       |   |
| Haute adhérence (HA)   | FeE 400 | 400                       | Tous les travaux en béton armé                              |
|                        | FeE 500 | 500                       |   |
| Treillis soudés lisses | FeE 500 | 500                       | Empois courant pour radier Voiles, Planchers, Dallage       |
|                        | FeE 600 | 600                       |   |

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés

**I.5.2. 2. Diagramme contrainte déformation de l'acier :**

Les contraintes de calcul à l'ELU des armatures longitudinales et transversales sont données en fonction des déformations des aciers ( $\epsilon_s$ ) par le diagramme suivant :

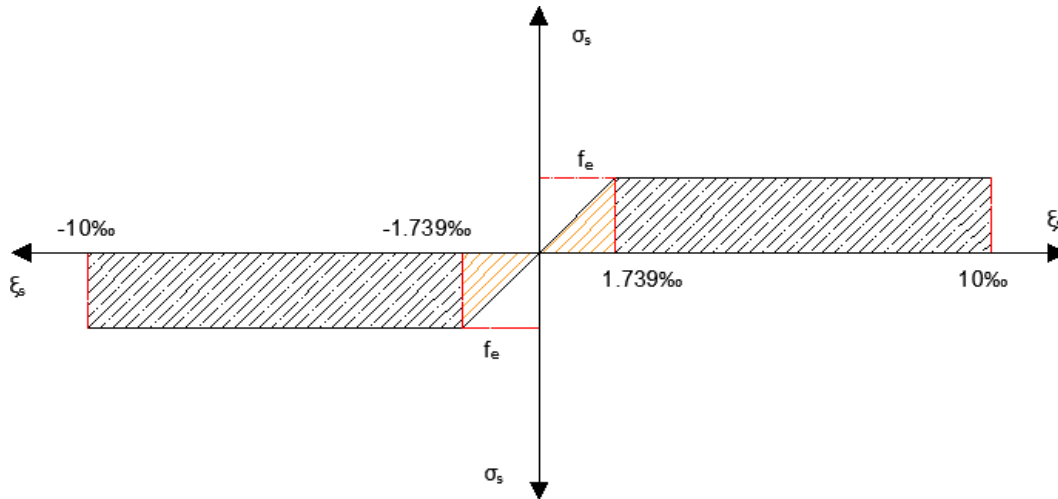


Figure 1.5. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

► **Cas de traction:**

✓ Droite OA (domaine élastique)

$$\epsilon_s = f_e / E_s$$

✓ AB d'ordonnée  $\sigma_s = f_e$  (domaine plastique)

✓ B correspond à un allongement

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

► **Cas de la compression:**

✓ Diagramme symétrique à celui de la traction par rapport à l'origine O.

✓ Pour un acier à haute adhérence ayant  $f_e = 400$  MPa:

$\epsilon_s$ : Allongement relatif de l'acier, limité à 10%

$E_s$ : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

$f_e$ : Limite d'élasticité garantie.

Le diagramme contraintes déformations de calcul se déduit de précédent en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport  $\frac{l}{\gamma_s}$

$\gamma_s$  = Le coefficient de sécurité est pris égale à :

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas général} \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ cas accidentelle} = 400 \text{ MPa}$$

**I.5.2.3. Contrainte admissible de l'acier à l'ELS:**

La contrainte admissible de l'acier à l'ELS (état limite d'ouverture de fissure) est en fonction de la fissuration.

- **Fissuration préjudiciable:**

$$\sigma_s \leq \text{Min} (2/3f; 150 \eta)$$

- **Fissuration très préjudiciable:**

$$\sigma_s \leq \text{Min} (1/2f; 110 \eta)$$

- **Fissuration peu nuisible:**

Aucune vérification n'est requise pour les aciers :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

$\eta$ : Coefficient de fissuration

$\eta = 1 \rightarrow$  Ronds lisse (R.L)

$\eta = 1,6 \rightarrow$  Barres à haute adhérence (H.A).

**I.6. . Les hypothèses de calcul:**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont:

La résistance du béton à la compression à 28 jours est:  $f_{c28} = 25$  MPa.

La résistance du béton à la traction est:  $f_{t28} = 2.1$  MPa.

Le module d'élasticité différé de béton est:  $E_{vj} = 10818.865$  MPa.

Le module d'élasticité instantané de béton est:  $E_{ij} = 32456.595$  MPa.

Pour les armatures de l'acier:

✓ longitudinales: on a choisi le: H.A «fe.E.400 »  $f_e = 400$ MPa.

✓ transversales: on a choisi le: R.L «fe.E.235 >>>

✓ treillis soudés (de la dalle de compression) : «fe.E.500 >>  $f_e = 500$ MPa.

# Chapitre II

*Pré dimensionnements*  
*Et*  
*descente des charges*

**II.1.Introduction :**

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de structure. Les dimensions sont choisies selon la (RPA99 version 2003, les règles de BAEL91, CBA93, DTR BC 2.2), en gardant à l'esprit que ces résultats ne sont pas définitifs.

**II.2.Prdimensionnement des élément structuraux :**

**II.2.1.Les planchers:**

**a.Hauteur du planchers:**

D'après les règles BAEL 91 ; l'évaluation de la hauteur totale du plancher à corps creux peut s'exprimer la formule suivant :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{max}}{20}$$

*L<sub>max</sub>*: Longueur entre axe de poteaux

$$\frac{440}{25} \leq h \leq \frac{440}{20} \Rightarrow 17.6 \leq h \leq 22$$

Donc h = 20 cm

16 cm → le corps creux

4 cm → la dalle de compression



Figure II.1. plancher en corps creux.

**b.poutrelle ( les nervures):**

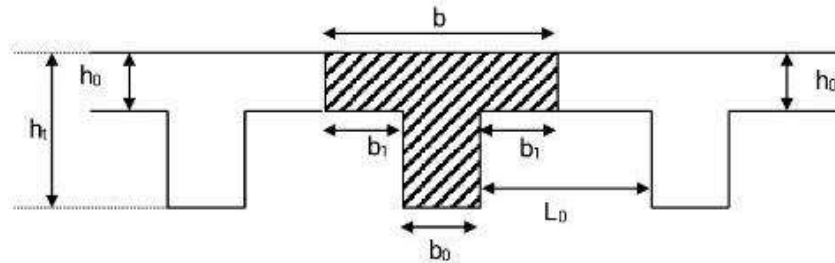


Figure II. 2 La section transversale de la nervure.

$$0.3ht \leq b_0 \leq 0.5 ht$$

ht : hauteur plancher

$$0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.5 \times 20 \Rightarrow 6cm \leq b_0 \leq 10 cm$$

On prend  $b_0 = 10 cm$

$$L_0 = 55cm$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{10} = \frac{480}{10} = 48 cm \\ \frac{L_0}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 cm \end{array} \right. \quad b_1 = 27.5 cm$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 cm$$

$$b = 27.5 \times 2 + 10 = 65 cm$$

**II.2.2. Les poutre:**

**II.2.2.1. Les poutre principales:**

On a  $L_{\max}=440\text{cm}$

$h = ?$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \rightarrow 29.33 \leq h \leq 44$$

on prend  $h = 35\text{cm}$

$b = ?$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5$$

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

$$b \times h = (30 \times 35)$$

Selon article (7.5.1) des RPA 99 V 2003

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30 \geq 20 \text{ CV}$$

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow 35 \geq 20 \text{ CV}$$

$$\frac{h}{b} < 4\text{cm} \rightarrow \frac{30}{20} = 1.16 < 4\text{cm}$$

Donc la section poutre principal est :  $(30 \times 35)\text{ cm}$

**II.2.2.2. Les poutre socendaire:**

On a  $L_{\max}=405\text{cm}$

$h = ?$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \rightarrow 27 \leq h \leq 40.5$$

on prend  $h = 35\text{cm}$

$b = ?$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5$$

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

Selon article (7.5.1) des RPA 99 V 2003 vérifécation est :

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30 \geq 20 \text{ CV}$$

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow 35 \geq 20 \text{ CV}$$

$$\frac{h}{b} < 4\text{cm} \rightarrow \frac{30}{20} = 1.16 < 4\text{cm}$$

Donc la section poutre principal est :  $(30 \times 35)\text{ cm}^2$

**II.2.3. les balcons :**

Soit :  $L = 1.55$

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$$

$$\frac{155}{15} \leq e \leq \frac{155}{20} + 7 \rightarrow 10.33 \leq e \leq 14.75$$

$e = 14\text{cm}$

**II.2.3. les poteaux :**

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

**Vérification:**

Selon RPA 99 V 2003 :

$$\min(b.h) \geq 25 \rightarrow 30 \geq 25cm \quad C V$$

$$\min(b.h) \geq \frac{he}{20} \rightarrow 30 \geq \frac{306}{20} \rightarrow 30 \geq 15.3cm \quad C V$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4 \rightarrow 0.25 < 1 < 4 \quad C V$$

**II.3. Evaluation de charge :**

**II.3.1. Plancher terrasse :**

|   | Désignation                  | $\rho$ ( $kg/m^3$ ) | $e$ (m) | $G$ ( $kg/m^2$ ) |
|---|------------------------------|---------------------|---------|------------------|
| 1 | Gravillons de protectio      | 2000                | 0.05    | 100              |
| 2 | Etanchéité multicouche       | 600                 | 0.02    | 12               |
| 3 | Forme de pente en béton      | 2200                | 0.07    | 154              |
| 4 | Isolation thermique en liège | 400                 | 0.04    | 16               |
| 5 | Dalle en corps creux         | -                   | 0.20    | 285              |
| 6 | Enduit au plâtre             | 1000                | 0.02    | 20               |

|                  |     |
|------------------|-----|
| $G$ ( $kg/m^2$ ) | 587 |
| $Q$ ( $kg/m^2$ ) | 100 |

Tableau II.1.Charge due au plancher terrasse:

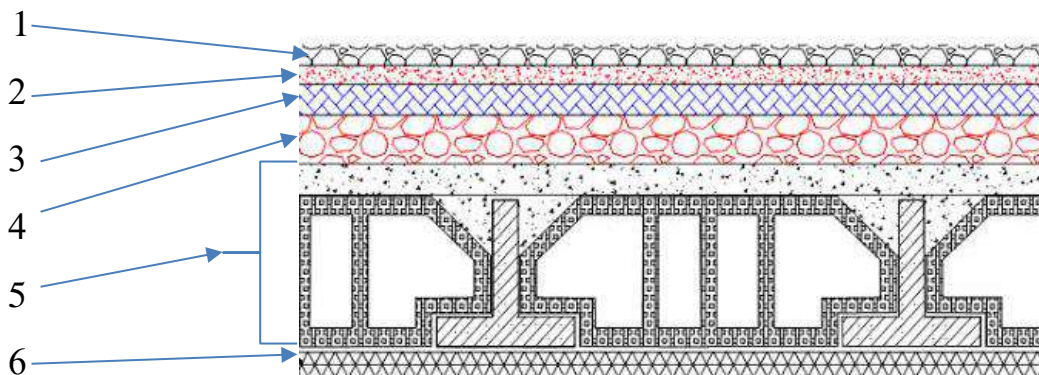


Figure II.3.coupe d'un plancher terrasse à corps creux

II.3.2.Plancher RDC et étage courant:

|   | Désignation             | $\rho$ (kg /m <sup>3</sup> ) | e (m) | G (kg /m <sup>2</sup> ) |
|---|-------------------------|------------------------------|-------|-------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage | 2000                         | 0.02  | 40                      |
| 2 | Mortier de pose         | 2000                         | 0.02  | 40                      |
| 3 | Couche de sable         | 1900                         | 0.02  | 38                      |
| 4 | Plancher en corps creux | -                            | 0.20  | 285                     |
| 5 | Enduit au plâtre        | 1000                         | 0.02  | 20                      |
| 6 | Parois en brique creuse | 900                          | 0.1   | 90                      |

|                             |            |
|-----------------------------|------------|
| <b>G (kg/m<sup>2</sup>)</b> | <b>513</b> |
| <b>Q (kg/m<sup>2</sup>)</b> | <b>150</b> |

Tableau II.2.Charge due au plancher RDC et étage courant :

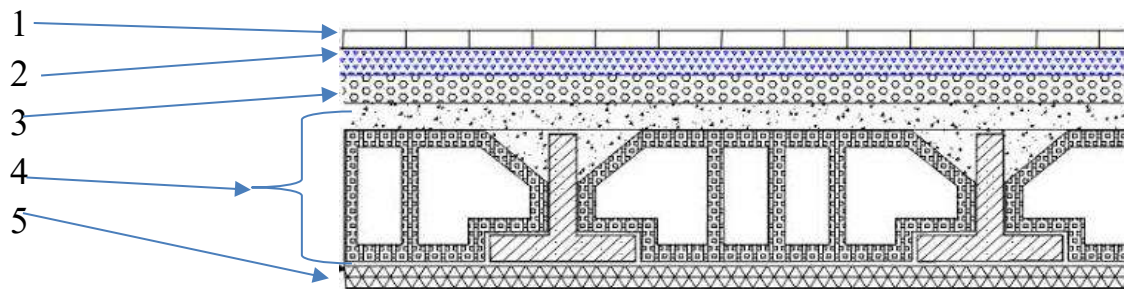


Figure II.4.coupe d'un plancher RDC et étage courant à corps creux

II.3.4.Les balcons:

a) –balcon de terrasse:

|   | Désignation                  | $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> ) | e (m) | G (kg/m <sup>2</sup> ) |
|---|------------------------------|-----------------------------|-------|------------------------|
| 1 | Gravillons de protectio      | 2000                        | 0.05  | 100                    |
| 2 | Etanchéité multicouche       | 600                         | 0.02  | 40                     |
| 3 | Forme de pente en béton      | 2200                        | 0.07  | 154                    |
| 4 | Isolation thermique en liège | 400                         | 0.04  | 16                     |
| 5 | Dalle pleine en béton armé   | 2500                        | 0.14  | 350                    |
| 6 | Enduit de ciment             | 2000                        | 0.02  | 40                     |

|              |     |
|--------------|-----|
| $G (kg/m^2)$ | 700 |
| $Q (kg/m^2)$ | 100 |

Tableau II.3.Charge due au plancher balcon terrasse:

b) –balcon d'étage courant:

|   | Désignation                | $\rho (kg/m^3)$ | $e (m)$ | $G (kg/m^2)$ |
|---|----------------------------|-----------------|---------|--------------|
| 1 | Revêtement en carrelage    | 2000            | 0.02    | 40           |
| 2 | Mortier de pose            | 2000            | 0.02    | 40           |
| 3 | Couche de sable            | 1900            | 0.02    | 38           |
| 4 | Dalle pleine en béton armé | 2500            | 0.14    | 350          |
| 5 | Enduit de ciment           | 1800            | 0.02    | 36           |
| 6 | Brique creux               | -               | -       | 100          |

|              |     |
|--------------|-----|
| $G (kg/m^2)$ | 604 |
| $Q (kg/m^2)$ | 350 |

Tableau II.4.Charge due au plancher balcon d'étage courant:

II.3.6.Murs :

a)- Murs extérieurs en maçonnerie :

la maçonnerie utilisée est en brique double cloison avec 30% d'ouverture :

|   | Désignation      | $\rho (kg/m^3)$ | $e (m)$ | $G (kg/m^2)$ |
|---|------------------|-----------------|---------|--------------|
| 1 | Enduit extérieur | 1200            | 0.02    | 24           |
| 2 | Brique creuses   | 900             | 0.25    | 225          |
| 3 | Enduit intérieur | 1200            | 0.02    | 24           |

Avec 30% d'ouverture : .....273 x 0.7 = 191.1 kg/m<sup>2</sup>

$$G (kg/m^2) \quad 191.1$$

Tableau II.5.Charge permanentes murs extérieurs en maçonnerie:

a)- Murs intérieurs :

|   | Désignation      | $\rho$ ( $kg/m^3$ ) | $e$ (m) | $G$ ( $kg/m^2$ ) |
|---|------------------|---------------------|---------|------------------|
| 1 | Enduit extérieur | 1200                | 0.02    | 24               |
| 2 | Brique creuses   | 900                 | 0.15    | 135              |
| 3 | Enduit intérieur | 1200                | 0.02    | 24               |

|                  |     |
|------------------|-----|
| $G$ ( $kg/m^2$ ) | 183 |
|------------------|-----|

Tableau II.6.Charge permanentes murs intérieurs :

II.4.Descent des charge :

II.4.1.Définition :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes, les charges d'exploitations telles que : le poids des planchers, les murs de façade..... etc Le but de descente des charges est une vérification de la dimension des poteaux.

II.4.2.La descent des charge :

Poteau central :

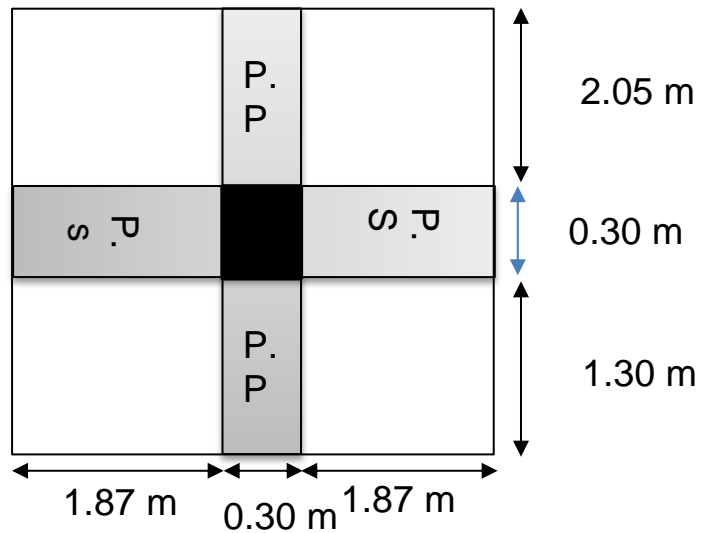


Figure II .5.poteau centrale

**- Plancher terrasse :**

$$G = 587 \text{ kg/m}^2 \quad Q = 100 \text{ kg/m}^2$$
$$S = (1.87+1.87)(1.30+2.05) = 12.529 \text{ m}^2$$
$$G = 7354.523 \text{ kg} \quad Q = 1252.9 \text{ kg}$$

**- Plancher étage courant :**

$$G = 513 \text{ kg/m}^2 \quad Q = 150 \text{ kg/m}^2$$
$$S = (1.87+1.87)(1.30+2.05) = 12.529 \text{ m}^2$$
$$G = 6427.377 \text{ kg} \quad Q = 1879.35 \text{ kg}$$

**- Poutre principal :**

$$G = 0.30 \times 0.35 \times 3.35 \times 2500 = 879.375 \text{ kg}$$

**- Poutre secondaire :**

$$G = 0.30 \times 0.35 \times 3.74 \times 2500 = 981.75 \text{ kg}$$

**- Poteau :**

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 2500 = 688.5 \text{ kg}$$

**- Mur intérieur :**

$$G = 3.35 \times 2.71 \times 138 = 1252.833 \text{ kg}$$

| N°  | Eléments  | Q (kg)  | Dégression | G (kg)  | Q (kg)              |
|-----|---|---------|------------|---|---------------------|
| 1-1 | Plancher terrasse<br>Poutre secondaires<br>Poutre principales<br>Poteau<br>Mur intérieur      | 1252.9  | 1          | 7354.523<br>981.75<br>879.375<br>688.5<br>1252.833              | 1252.9              |
|     | $\Sigma =$  |         |            | 11156.981   |                     |
| 2-2 | Plancher étage courant<br>Poutre secondaires<br>Poutre principales<br>Poteau<br>Mur intérieur | 1879.35 | 1          | 11156.981<br>6427.377<br>981.75<br>879.375<br>688.5<br>1252.833 | 1252.9<br>1879.35   |
|     | $\Sigma =$  |         |            | 21386.816   | 3132.25             |
| 3-3 | Plancher étage courant<br>Poutre secondaires<br>Poutre principales<br>Poteau<br>Mur intérieur | 1879.35 | 0.9        | 21386.816<br>6427.377<br>981.75<br>879.375<br>688.5<br>1252.833 | 3132.25<br>1691.415 |
|     | $\Sigma =$  |         |            | 31616.651   | 4823.665            |
| RDC | Plancher étage courant<br>Poutre secondaires<br>Poutre principales<br>Poteau<br>Mur intérieur | 1879.35 | 0.8        | 31616.651<br>6427.377<br>981.75<br>879.375<br>688.5<br>1252.833 | 4823.665<br>1503.48 |
|     | $\Sigma =$  |         |            | 41846.486   | 6327.145            |

Tableau II.7.descente des charges de poteau centrale :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 41846.486) + (1.5 \times 6327.145) = 65983.4736 \text{ kg}$$

$$N_s = G + Q = 48173.631 \text{ kg}$$

Selon BAEL91 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normale de compression ultime  $N_u$  de 15% tel que :  $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$

$$\text{Donc } N_u = 1.15 \times 65983.4736 = 75880.9946 \text{ kg}$$

$$N_s = 1.15 \times 48173.631 = 55399.6757 \text{ kg}$$

**Vérification de la section :**

- **Stabilité de forme :**

A partir de BAEL91 il faut vérifier que  $N_u \leq N_u$

- **Vérification qu flambement :**

Selon les règles de BAEL91 l'élanement  $\lambda$  est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}, L_f=0.7 L_0$$

$$L_f=0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{h} \sqrt{12} = \frac{2.142}{0.3} \sqrt{12} = 24.733$$

$$\lambda = 24.733 < 50 \dots \dots CV$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.733}{35}\right)^2} = 0.77$$

Avec :  $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$  ,  $F_e=400 \text{ Mpa}$  , ( $\gamma_b = 1.5$  et  $\gamma_s = 1.5$ ) cas durable

$$B_r=(a-0.02) \times (b-0.02)=(0.3-0.02) \times (0.3-0.02)=78400 \text{ mm}^2$$

$A_s/B_r = 0.8\%$  , valeur généralement prise en zone sismique IIa

- Selon les RPA 99 version 2003 la section de l'acier dans le zone IIa est:

$$A_{min}^{RPA} = 0.008 \times (b \times h) = 0.008 \times (0.3 \times 0.3) = 720 \text{ mm}^2$$

- Selon les règles BAEL91 est:

$$A_{min}^{BAEL} = \begin{cases} \frac{0.2 \times (h \times b)}{100} = 180 \text{ mm}^2 \\ \frac{8 \times (h + b)}{100} = 48 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$A = \max(A_{min}^{RPA} ; A_{min}^{BAEL}) = 720 \text{ mm}^2 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$N_u \leq \alpha \left\{ \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \left( A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \right\} = \bar{N}_u$$

$$\bar{N}_u = 0.77 \left\{ \left( \frac{78400 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) + \left( 720 \times \frac{400}{1.15} \right) \right\}$$

$$\bar{N}_u = 1702286634 \text{ kN} = 17022866.34 \text{ kg}$$

$$N_u = 123140.1071 \text{ kg} \leq \bar{N}_u = 17022866.34 \text{ kg} \dots \dots CV$$

# **Chapitre III**

## **Etude des éléments secondaires**

**III.1.Introduction:**

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder la étude des éléments secondaires non structuraux suivant:

- \* L'acrotère.
- \* Les escaliers.
- \* Les balcons.
- \* Plancher.

**III.2.Étude de L'acrotère:****III.2.1.Introduction**

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge due au vent estimée à 100 kg/ml.
- Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

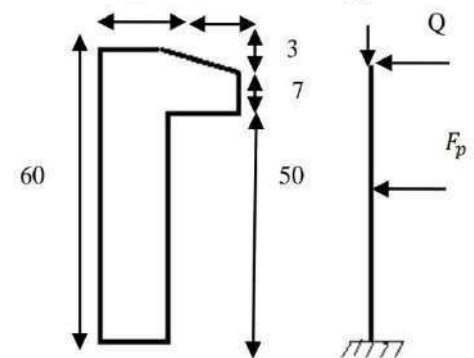


Figure III.1.schéma l'acrotère

**III.2.2.Evaluation des charges:****Béton armé :**

$$\text{La surface : } S = (0.03 \times 0.10) / 2 + (0.07 \times 0.20) + (0.1 \times 0.03) + (0.1 \times 0.50)$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$\text{Le poids propre : } G1 = 0.0685 \times 2500 = 171.25 \text{ kg/ml}$$

**Enduit en ciment:**

épaisseur=2cm

$$\text{poids l'enduit est : } G2 = 1.47 \times 0.02 \times 2000 = 58.8 \text{ kg/ml}$$

$$G \text{ total} = G1 + G2 = 171.25 + 58.8 = 230.05 \text{ kg/ml}$$

**Charge permanente :**

$$G = 230.05 \text{ kg /ml.}$$

**Surcharge d'exploitation:**

$$Q = 100 \text{ kg/ml.}$$

**Détermination de l'effort due au séisme:**

D'après RPA99/V2003 les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante:

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A = 0,15: coefficient d'accélération de la zone

Wp=230.05 kg /ml : poids de l'acrotère

C 0,8: facteur de la force horizontale

$$\text{D'où } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 230.05 = 110.424 \text{ kg/ml}$$

$$Q = \max(F_p ; Q) = 110.424 \text{ kg/ml}$$

**III.2.2.détermination des sollicitations:****a L'ELU:**

$$N_u = W_p = 230.05 \text{ kg/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 110.424 \times 0.6 = 99.382 \text{ kg.m}$$

$$T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 110.424 = 165.636 \text{ kg.ml}$$

**a L'ELS:**

$$N_s = G = 230.05 \text{ kg/ml}$$

$$M_s = Q \times h = 110.424 \times 0.6 = 66.254 \text{ kg.m}$$

$$T_s = Q = 110.424 \text{ kg.}$$

- **Vérification de non flambement:**

$$L_f = 2L_0 \Rightarrow L_f = 1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{a} = \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = \frac{1.2}{0.1} \sqrt{12} = 41.569$$

Avec :

$l_f$ : la longueur de flambement.

$\lambda$ : l'élançement.

$a$ : l'épaisseur de l'acrotère.

- **L'excentricité:**

$$e_0 = \frac{a}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{0.1}{6} = 0.017m \Rightarrow e_0 = 1.7cm$$

$e_0$ : l'excentricité du noyan central.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{99.382}{230.05} = 0.432m \Rightarrow e_1 = 43.2cm$$

$e_1$ : l'excentricité du premier ordre.

$e_1 > e_0 \Rightarrow$  la section partiellement comprimée.

$$\lambda \max = \text{Max} (50, \min(100, e_1/a)) \Rightarrow \lambda \max = \text{Max} ((50, \min(100, 4.32)))$$

$$\lambda \max = 50 \text{ cm}$$

Done: pas de risque de flambement.

- **L'excentricité totale de calcule:**

$$e = e_a + e_1 + e_2$$

$$e_a = \text{Max} (2cm, 1/250)e = \text{Max}(2cm, 60/250) e_a = \text{Max}(2, 0.24) \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = 3 \times \left( \frac{l_f^2}{10000 \cdot a} \right) (2 + \alpha \cdot \varphi)$$

$$\varphi = 2 \quad \alpha = 2$$

donc

$$e_2 = 3 \left( \frac{(1.2)^2}{10000 \cdot 0.1} \right) (2) \Rightarrow e_2 = 0.86cm$$

Alors:

$$e = e_a + e_1 + e_2 = 2 + 43.2 + 0.86 = 46.06 \text{ cm}$$

$$e = 46 \text{ cm}$$

• **Calcul du coefficient de majoration:**

$$N=8r \times N, = 1.066 \times 214.25 = 228.3905 \text{ kg M } 8r \times M + N; \times e = 1.066 \times 92.556 + 2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta f = \min \left( 1 + 0.15 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \left( \frac{a}{e_0} \right), 1.4 \right) \dots \dots \dots \text{si: } \frac{e_1}{a} > 0.75 \\ 1 + 0.2 + \left( \frac{\lambda}{35} \right) \dots \dots \dots \text{si: } \frac{e_1}{a} \leq 0.75 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 41.57, \frac{e_1}{a} = 4.32 > 0.75$$

Donc :

$$\delta f = \min \left( 1 + 0.15 \left( \frac{41.57}{35} \right)^2 \left( \frac{0.1}{0.32} \right), 1.4 \right) = \min(1.066, 1.4)$$

$$\delta f = 1.066$$

**ELU :**

$$N_u^* = \delta f \times N_u = 1.066 \times 230.05 = 245.233 \text{ kg}$$

$$M_u^* = \delta f \times M_u + N_u^* \times e_a = 1.066 \times 99.382 + 245.233 \times 0.02$$

$$M_u^* = 110.846 \text{ kg.m}$$

**ELS :**

$$N_{ser}^* = N_{ser} = 230.05 \text{ Kg}$$

$$M_{ser}^* = M_{ser} = 66.254 \text{ Kg.m}$$

**III.2.3.Ferrailage de l'acrotère :**

**III.2.3.1.à L'ELU :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$a = 10\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; d = 7 \text{ cm}$$

• **Position du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{110.846}{245.233} = 0.45$$

$$e_0 = \frac{a}{6} \rightarrow e_0 = \frac{0.1}{6} = 0.017\text{m}$$

$e > e_0 \rightarrow$  la section est partiellement comprimée.

• **Calcul à la flexion simple :**

Le calcul des sollicitations par rapport aux aciers tendus :

- **Calcul des contraintes :**

$$\delta_{bc} = \frac{0.85 \times f_c \times 28}{\gamma b}$$

$$\delta_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ mpa}$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ mpa}$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ mpa}$$

- **Calcul des armatures:**

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u^a = 110.846 + 245.233 \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.0779 \text{ kg.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.077 \times 10^{-3}}{1 \times (0.07)^2 \times 14.16}$$

$$\mu_{bu} = 0.0155$$

$$\mu_{bu} = 0.0155 < \mu_1 = 0.186 \dots \dots \text{section simplement armé}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0155}}{0.8} = 0.0195$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.07(1 - 0.4 \times 0.0195) = 6.945 \text{ cm}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{Z \sigma_s} = A_{su}^* = \frac{1.0779 \times 10^6}{69.45 \times 348} = 44.567 \text{ m}^2 = 0.44567 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_{su}^* - \left(\frac{N_u^*}{f_{su}}\right) = 44.567 - \left(\frac{2.45233 \times 10^3}{348}\right)$$

$$A_u = 37.520 \text{ m} = 0.37520 \text{ cm}$$

### III.2.3.2.calcul de l'ELS:

- **Position du centre de pression:**

$$e = \frac{M_s^*}{N_s^*} = \frac{66.254}{230.05} = 0.288 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{a}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$$

$e > e_0 \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée

- **Calcul à la flexion simple :**

Le calcul des sollicitations par rapport aux aciers tendus :

- **Calcul des contraintes:**

$$\sigma_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible de l'acier (lissuration préjudiciable)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{st} = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec. } \eta = 1.6$$

- **Calcul des armatures:**

$$M_s^a = M_s^* + N_s^* \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_s^a = 66.254 + 230.05 \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 70.855 \text{ kg. m} = 0.70855 \text{ kn. m}$$

Calcul du moment limite de service  $M_1$  :

$$\alpha_r = \frac{(15\sigma_{bc})}{(15\sigma_{bc} + \sigma_{st})} = 0.484$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.203$$

$$M_1 = 0.203 \times 1 \times 0.07^2 \times 15 \Rightarrow M_1 = 14.92 \text{ kn. m}$$

$M_s^a < M_1$  pas d'armatures comprimées  $A = 0$ .

$$Z = d \left(1 - \frac{a_r}{3}\right) = 7 \left(1 - \frac{0.484}{3}\right) = 0.0587m$$

$$A_s = \frac{M_{ser}^a}{Z\sigma_s} = \frac{0.70855 \times 10^3}{5.87 \times 240} = 0.486cm$$

$$A_{ser} = A_s - \left(\frac{N_{ser}^a}{f_{su}}\right) = 0.468 - \left(\frac{2.3005}{240}\right) \quad A_{ser} = 0.458cm$$

**III.2.3.3.Ferraillage minimal:**

$$A_{s\ min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1Mpa$$

$$f_e = 400Mpa$$

$$A_{s\ min} = 0.23 \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.07 = 0.845cm$$

Alors :  $A_s = Max[A_{ult}, A_{ser}, A_{min}] = Max[0.375, 0.458, 0.845]$

$$A_s = 0.845cm$$

Nous adopte un ferraillage symétrique : (5T8= 2.51 cm<sup>2</sup>)

**III.2.3.4.vérification des contraintes:**

On doit vérifier qui  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15Mpa \end{array} \right.$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) Mpa \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201.63 Mpa$$

$$I = \frac{bh^3}{3} + 15[As(d - y)^2 + As'(y - d')^2]$$

**Avec: A's= 0**

Y :la position de l'axe neutre.

Y: la solution de l'équation du deuxième degré suivante:

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

$$Y = 30(A_s + A')y - 30(d \cdot A_s - d' \cdot A_s') = 0$$

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 1.13}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 7}{7.5 \times 1.13}} - 1 \right] \Rightarrow y = 1.38 cm$$

On calcule le moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[As(d - y)^2] = \frac{100 \times 1.38^3}{3} + 15[1.13(7 - 1.38^2)] \Rightarrow I = 622.957cm^4$$

**✓ vérification de la contrainte du béton armé:**

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.66254 \times 10^6}{622.957 \times 10^4} = 0.106 N/mm^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y$$

$$\sigma_{bc} = 0,106 \times 13,8 = 1,462 MPa < \overline{\sigma}_{bc}$$

**✓ Vérification des tendances de l'armature :**

$$\sigma_s = \eta K(d - y) ; \eta = 15$$

$$\sigma_s = 15 \times 0,106 (70 - 13,8)$$

$$\sigma_s = 89,358 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

### III.2.3.5. vérification au cisaillement

$$T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 110,424 = 165,636 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,656}{1 \times 70} = 0,024 \text{ MPa} ; \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,024 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

### III.2.3.6. calcul des armatures de répartition :

$$A_{st} = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_r = 0,848 \text{ cm}^2 = 3T6$$

### ✓ L'espace maximal :

$$S_t \leq \min [3a; 33] = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Dans le sens le moins sollicité : } S_t \leq \min [4a; 45] = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

**III.3. Etude Les escaliers:**

**III. 3.1. Introduction:**

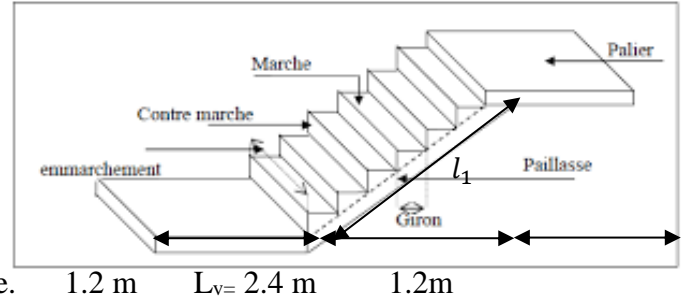
Les escalier est une suite des plans horizontaux disposé en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Les escalier est calculé à la flexion simple.

**III. 3.2. composition d'un escalier:**

Il est caractéristique :

- > la hauteur d'escalier (H).
- > la hauteur d'une marche (h).
- > le giron: la largeur de marche (g).
- > l'embranchement : la largeur de la volée (b).
- > la contre marche : la partie verticale d'une marche.
- > Paillasse : plafond qui monte sous marches.
- > Le palier : la partie horizontal.



**III.3.3. Pré-dimensionnement:**

Les escaliers dans ce projet sont constitués de deux volées identiques séparés par un palier de repos D'après la formule de blondel:  $0.59 < 2h + g \leq 0.66$  m. D'ou  $27 < g \leq 34$  cm.  $\Rightarrow g = 30$  cm

- **Nombre de marches et de contre marches:**

$$N_c.m = \frac{H}{2h} = \frac{3.06}{2 \times 0.17} = 9 \text{ conter marches}$$

$$N_m = N_c.m - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

- **La longueur de la volée:**

$$L_v = N_m \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- **L'angle d'inclinaison:**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{l_v} = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.52^\circ$$

- **La longueur de la paillasse:**

$$l_1 = \frac{H/2}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{\sin 32.52} = 2.85 \text{ m}$$

- **L'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l_1}{30} \leq e \leq \frac{l_1}{20} \rightarrow \frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \Leftrightarrow 9.5 \text{ cm} \leq e \leq 14.25 \text{ cm}$$

On prend:  $e = 14$  cm

**III.3.4.Evaluation des charges :**

**III.3.4.1.Paillasse:**

$b = 1.2 \text{ m} ; \alpha = 32.52^\circ ; g = 0.3 ; \cos\alpha = 0.84 ; e_p = 0.14 \text{ m}$

| Désignation                       | Calcul  | Poids (kg/m) |
|-----------------------------------|---|--------------|
| Poid propre de paillasse          | $2500 \times \frac{e_p}{\cos\alpha} \times b$         | 498.10       |
| Poid de marches                   | $2200 \times \frac{h}{2} \times b$                    | 224.4        |
| Revêtement (vertical)             | $2000 \times h \times \frac{0.03 + 0.02}{g} \times b$ | 68           |
| Revêtement (horizontal)           | $2000 \times (0.03 + 0.02) \times b$                  | 120          |
| Revêtement sous face de paillasse | $2500 \times \frac{0.01}{\cos\alpha} \times b$        | 14.23        |

|                |               |
|----------------|---------------|
| <b>G(kg/m)</b> | <b>924.73</b> |
| <b>Q(kg/m)</b> | <b>300</b>    |

**Tableau III.1.Charge du paillasse**

**III.3.4.2. palier:**

| Désignation             | Calcul                               | Poids (kg/m) |
|-------------------------|--------------------------------------|--------------|
| Poid propre de palier   | $2500 \times e_p \times b$           | <b>420</b>   |
| Revêtement (horizontal) | $2000 \times (0.03 + 0.02) \times b$ | <b>120</b>   |
| Enduit                  | $1000 \times 0.01 \times b$          | <b>12</b>    |

|                |            |
|----------------|------------|
| <b>G(kg/m)</b> | <b>552</b> |
| <b>Q(kg/m)</b> | <b>300</b> |

**Tableau III.2.Charge de la palier**

**III.3.5.Ferraillage d'escaliers:**

Le calcul du ferraillage se fait suivant la méthode de la flexion simple.

**III.3.5.1.Calcul des sollicitations à ELU:**

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

Paillasse:  $q_u = 1.35 \times 924.73 + 1.5 \times 300 = 1698.39 \text{ kg/m}$

Palier:  $q_u = 1.35 \times 552 + 1.5 \times 300 = 1195.2 \text{ kg/ml}$

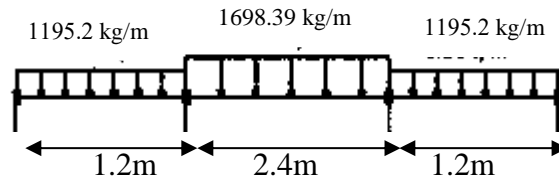


Figure.III,3.schéma statique d'escalier et leur chargement à ELU

- La charge équivalent à ELU :

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times L_1 + q_2 \times L_2 + q_3 \times L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$\text{Donc : } q_{eq} = \frac{1195.2 \times 1.2 + 1698.39 \times 2.4 + 1195.2 \times 1.2}{1.2 + 2.4 + 1.2} = 1446.795 \text{ Kg./ml}$$

Alors:  $q_{eq} = 1446.795 \text{ kg/ml}$

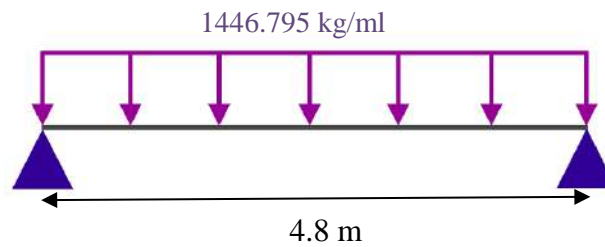


Figure.III,4. Charge équivalent à ELU

• Calcul des moments :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = \frac{1446.795 \times 4.8^2}{8} = 4166.77 \text{ kg.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 4166.77 = 3541.75 \text{ kg.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 4166.77 = 1250.031 \text{ kg.m}$$

• Calcul des armatures longitudinales :

- En travée :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e E400 ; d = 12 \text{ cm} ; b = 120 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 3541.75 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3541.75 \times 10^4}{1200 \times 120^2 \times 14.17} = 0.14$$

$$\mu = 0.14 < \mu_R = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.133}}{0.8} = 0.19$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 12(1 - 0.4 \times 0.19) = 11.08 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.14 < 0.186 \rightarrow \text{pivot B} \rightarrow \epsilon_s = 3.5 \times 10^{-3} (1/\alpha - 1) \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} = \frac{3541.75 \times 10^4}{(110.8)(348)} = 918.54 \text{ mm}^2 = 9.18 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 9.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{Adopte} = 7 \text{ HA}14 = 10.8 \text{ cm}^2$$

-

- **Sur appuis:**

$$M_a = 1250.031 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1250.031 \times 10^4}{1200 \times 120^2 \times 14.17} = 0.051$$

$$\mu = 0.051 < \mu_R = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}}{0.8} = 0.065$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 12(1 - 0.4 \times 0.065) = 11.68 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.051 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow \epsilon_s = 10 \times 10^{-3} \rightarrow \sigma_s = f_e / \delta_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} = \frac{1250.031 \times 10^4}{(11.68)(348)} = 307.54 \text{ mm}^2 = 3.07 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = 3.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Adopte}} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

### III.3.5.2. Vérification à ELU :

- **Calcul de l'espacement maximal :**

$$S_t \leq \min[3h; 33] = 33 \text{ cm}$$

· en travée:  $S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$

· sur appui:  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$

- **Des armatures de répartition :**

· en travée :  $A_r = \frac{A_{\text{adpt}}}{4} = \frac{10.8}{4} = 2.7 \text{ cm}^2$  ; on adopte : 6T8 = 3.02 cm<sup>2</sup>

· sur appui :  $A_r = \frac{A_{\text{adopt}}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$  ; on adopte : 3T8 = 1.51 cm<sup>2</sup>

- **Contrainte de non fragilité :** selon BAEL91

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$= 0.23 \times 120 \times 12 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{\min} = 1.74 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte tangentielle du béton :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$q_{\text{eq}} = 1446.795 \text{ kg/ml}$$

$$V_u = \frac{q_{\text{eq}} \times L}{2} = \frac{1446.795 \times 4.8}{2} = 3472.31 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{34.7231 \times 10^3}{1200 \times 120} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \times \frac{f_{28}}{\delta_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = \min\left\{0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right\} = \min\{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires .

|        | b(cm) | d(cm) | $M_u(kg.m)$ | $\mu$ | $\alpha$ | z(cm) | $A_s$ | $A_{adote}$               |
|--------|-------|-------|-------------|-------|----------|-------|-------|---------------------------|
| Travée | 120   | 12    | 3541.75     | 0.14  | 0.19     | 11.08 | 9.18  | 7HA14=10.8cm <sup>2</sup> |
| Appuis | 120   | 12    | 1250.031    | 0.051 | 0.065    | 11.68 | 3.07  | 4HA12=4.52cm <sup>2</sup> |

Tableau III.3 Récapitulatif du ferrailage de l'escalier

III.3.5.3.calcul à E.L.S :

On a la combinaison à L.E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

$$\text{Paillasse : } q_1 = 924.73 + 300 = 1224.73 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Palier : } q_2 = 552 + 300 = 852 \text{ kg/ml}$$

• Charge équivalent :

$$q_{eq} = \frac{852 \times 1.2 + 1224.73 \times 2.4 + 852 \times 1.2}{1.2 + 2.4 + 1.2} = 1038.37 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Alors : } q_{eq} = 1038.37 \text{ kg/ml}$$

• Calcul des moments :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = \frac{1038.37 \times 4.8^2}{8} = 2990.51 \text{ kg.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 2990.51 = 2541.93 \text{ kg.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 2990.51 = 897.15 \text{ kg.m}$$

• Vérification des contraintes maximales du béton :

Il faut vérifier :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- en travée :

$$\alpha = 0.19 \dots \dots \dots (\text{tableau}); f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.39$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\alpha = 0.19 \leq 0.445 \dots \dots \dots .cv$$

- Sur appui :

$$\alpha = 0.065 \dots \dots \dots (\text{tableau}); f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.39$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\alpha = 0.065 \leq 0.445 \dots \dots \dots .cv$$

Les conditions sont vérifiées ; donc la vérification des fissurations est inutile.

- **Vérification de la flèche :** BAEL 91 Art – B 6.5.1 dalle / poutre

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.14}{4.80} = 0.029 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition n'est pas} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \rightarrow \frac{0.14}{4.80} \geq \frac{2541.93}{20 \times 2990.51} = 0.029 \geq 0.042 \dots \dots \text{condition n'est pas} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{10.8}{120 \times 12} = 0.0075 \leq 0.01 \dots \dots \dots \text{condition vérifié} \end{array} \right.$$

On à deux condition sont non vérifiée ;on passe au calcul de la flèche par«la méthode exposée»  
. dans les référencec du béton armé, selon les de BAEL91

- **Calcul de flèche :**

Selon la méthode de BAEL 91 la flèche total est donnée par :

$f_{gv}, f_{gi}$  :Les flèches dues à l’ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  :la flèche due à lens emble des charge appliquée au moment de la mis en ouvre des cloison.

$f_{pi}$  :la flèche due à l’ensemble des charge permanentes et d’exploitation supportées Par l’élément.

- **Moment d’inertie de la section homogène réduite« I »:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2]$$

- **La position de l’axe neutre :**  $by^2 + 30A_s y - 30dA_s = 0$

Dont la solution est :

$$Y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 10.8}{120} \left[ \sqrt{1 + \frac{120 \times 12}{7.5 \times 10.8}} - 1 \right] \rightarrow y = 4.5cm$$

$$I = \frac{120(4.5)^3}{3} + 15[10.8(12 - 4.5)^2] = 12757.5cm^4$$

- **Calcul le moment d’inertie de la section homogène« I<sub>0</sub> »:**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + b.h \left[ \frac{h}{2} - V \right]^2 \rightarrow I_0 = 31476.2 cm^4$$

$$V = \left[ \frac{bh^2}{2} + 15A_s.d \right] / [b.d + 15A_s] \rightarrow V = 8.55cm^2$$

Calcul les coefficients :

$$\lambda_i = 0.05 \frac{f_{t28}}{5P} ; P = \frac{A_s}{b.d} = 0.0075 ; f_{t28} = 2.1MPa$$

$$\text{Donc : } \lambda_i = 2.8 ; \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.12$$

$$E_I = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164.20MPa ; E_v = \frac{E_I}{3} = 10721.40 Mpa$$

- **Flèche instantanée due à G : « f<sub>gi</sub> »:**

On a la combinaison :  $q_1 = 1.35 G$

Paillasse :  $q_1 = 1.35 \times 924.73 = 1248.39kg/ml$

Palier :  $q_2 = 1.35 \times 552 = 745.2 kg/ml$

La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{745.2 \times 1.2 + 1248.39 \times 2.4 + 745.2 \times 1.2}{1.2 + 2.4 + 1.2} = 996.795 kg/ml$$

Calcul de moment et contrainte :

$$M_0 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 2870.77 \text{ kg.m}$$

$$M_s = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 2870.77 = 2440.15 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s(d-y)}{I} = 15 \times \frac{2440.15(12-4.5)}{12757.5} = 215.18 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{4p \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.57 ; \quad I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 13337.37 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \times L^2}{10 E_I \cdot I_{fg}} = 0.0013 \text{ m}$$

- **Flèche différée due à G :  $\ll f_{gv} \gg$  :  $I_0 = 34557.41 \text{ cm}^4$**

$$I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 21132.70 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s \times L^2}{10 E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 0.0025 \text{ m}$$

- **Flèche due à G+Q :  $\ll f_{pi} \gg$  :**

$$M_s = M_t = 2541.93 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y)/I = 15 \times 2541.93(12 - 4.5)/12757.5 = 224.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{4p \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.58 ; \quad I_{f_{pi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 13195.05 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_t \times L^2}{10 E_I \cdot I_{f_{pi}}} = 0.0014 \text{ m}$$

- **Flèche instantanée due à  $\ll j \gg$ :**

On a la combinaison :  $q = j = G$

(  $j$  ; charge permanente avant la mise en place le revêtement)

$$\text{Paillasse : } q_1 = 1.35 \times 722.5 = 975.38 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Palier : } q_2 = 1.35 \times 420 = 567 \text{ kg/ml}$$

La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{567 \times 1.2 + 975.38 \times 2.4 + 567 \times 1.2}{1.2 + 2.4 + 1.2} = 771.19 \text{ kg/m}$$

- **Calcul de moment et contrainte :**

$$M_0 = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 2221.03 \text{ kg.m}$$

$$M_s = 0.85 \times M_0 = 1887.88 \text{ Kg.m}$$

$$\sigma_s = 15 \times M_s(d-y)/I = 15 \times 1887.8(12 - 4.5)/12757.5 = 166.48 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{4p \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.48 ; \quad I_{f_{ji}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 14771.25 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \times L^2}{10 E_I \cdot I_{f_{ji}}} = 0.00080 \text{ m}$$

Donc :

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

$$\Delta f_t = 0.0025 - 0.00080 + 0.0014 - 0.0013 = 0.0018 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 0.0018 \text{ m}$$

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} f \leq \frac{L}{500} \dots \dots \dots si: L \leq 5m \\ f \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots si: L > 5m \end{array} \right.$$

$$L = 4.8m < 5m \rightarrow f \leq \frac{4.8}{500} = 0.0096 \text{ m} ; \Delta f_t = 0.0018 \text{ m} \leq f = 0.0096 \text{ m} \dots \dots \dots cv$$

III.3.6.étude de la poutre palière :

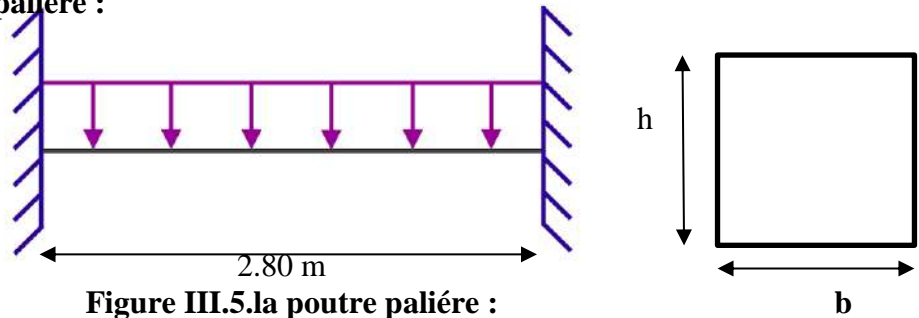


Figure III.5.la poutre palière :

III.3.6.1.Pré dimensionnement :

La poutre palière a une section ( h x b )

Selon le CBA 93 :

L : portée entre nus de la poutre palière

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10}$$

$$\rightarrow 18.67 \leq h \leq 28$$

On prend  $\rightarrow h = 30 \text{ cm}$

La largeur 'b' de la poutre palière doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 9 \leq b \leq 21$$

On prend  $\rightarrow b = 30 \text{ cm}$

Selon l'RPA99/V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \rightarrow 30 \geq 30 \dots \dots \dots cv \\ b \geq 20 \rightarrow 30 \geq 20 \dots \dots \dots cv \\ \frac{h}{b} < 4 \rightarrow 1 < 4 \dots \dots \dots cv \end{array} \right.$$

Donc la section de la poutre palière est  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

III.3.6.2.Calcul des sollicitations :

A L'ELU :

- Charge permanente :

-Le Poids propre de la poutre palière :  $0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ kN/ml}$

-La Poids propre du mur reposé sur la palière:

$$1.83 \left( \frac{3.06}{2} - 0.3 \right) \times 0.15 = 0.34 \text{ KN /ml}$$

-La réaction du palière:

$$R_{ub} = \frac{T_u}{b} = \frac{34.723}{1.2} = 28.94 \text{ KN/ml}$$

$$R_{sb} = \frac{T_s}{b} = \frac{24.921}{1.2} = 20.77 \text{ KN/ ml}$$

- Combinaisons de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35(2.25 + 0.34) + (R_u) = 32.44 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 2.59 + 20.77 = 23.36 \text{ KN/ml}$$

- Les moment :

à L'ELU:

\* Le moment isostatique :  $M_{0u} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = 31.79 \text{ KN.m}$

\* Le moment en travée:  $M_t = 0.85 M_0 = 27.02 \text{ KN.m}$

\* Le moment sur appui :  $M_a = 0.3 M_0 = 9.53 \text{ KN.m}$

]+

$$* T_u = \frac{q_{u.l}}{2} = \frac{34.14 \times 2.8}{2} = 45.42 \text{ KN/ml}$$

**III .3.6.3.calcul des armatures longitudinales(flexion simple) :**

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

| Section | b(cm) | d(cm) | M <sub>u</sub> (KN.m) | μ     | α     | Z(cm) | A <sub>smin</sub> (cm) <sup>2</sup> | A <sub>s</sub> (cm) <sup>2</sup> | A <sub>adote</sub> (m) <sup>2</sup> |
|---------|-------|-------|-----------------------|-------|-------|-------|-------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| Travée  | 30    | 28    | 27.02                 | 0.045 | 0.058 | 27.35 | 0.86                                | 3.05                             | 6T 10=4.71                          |
| Appuis  | 30    | 28    | 9.53                  | 0.016 | 0.020 | 27.78 | 0.30                                | 1.05                             | 4T 8 =2.01                          |

**Tableau III.4: Ferrailage de la poutre palière.**

**a. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art-B.6.4)**

Il faut que la condition suivante soit vérifiée :

- Pourcentage minimale ( en travée)

$$A_s \geq A_{min} = (0,23. ftj.b.d.) / f_e = 1.014 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.05 \text{ cm}^2 > 1.014 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- Pourcentage minimale ( en appui )

$$A_s = 1.05 \text{ cm}^2 \geq 1.014 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Armatures transversales

Contrainte tangente due à l'effort tranchant

Soit la nuance des armatures transversales est de type f<sub>et</sub> ⇒ feE 235 Mpa selon BAEL

(art A.7.2.2)

$$\tau_{ut} = \frac{T_u}{b.d} = \frac{45.42 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.540 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable.

$$\frac{A_t}{b.S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ut} - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

K=1 (coefficient de bétonnage)

α= 90 ° (α: L'inclination des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.540 - 0.3 \times 1 \times 2.1}{0.9(1 - 0)} \cdot 30 \cdot \frac{1.15}{235} = -0.015 \text{ cm}^2 / \text{cm} \% \text{ minimal}$$

- Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{b.S_t} \cdot f_{et} > 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0.4 \times 30}{235} = 0.05 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max[-0.010 ; 0.05] = 0.05 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$S_t$ : l'espacement minimal

• Effet de torsion

- Poids propre de la poutre palière..... PP =1,35×2.25=3.03 KN/ml
- L'excentricité est :  $e_1=0.00\text{m}$
- Poids propre du mur (ép=15 cm) ..... Pm1 =1.35×1.83[(3.06/2) -0.3]× 0.15= 0.46 KN/ml
- L'excentricité est :  $e_2=0.075\text{m}$
- Réaction d'escalier le long de la poutre palière..... Rb= 28.94 KN/ml
- L'excentricité est :  $e_3=0.15\text{m}$

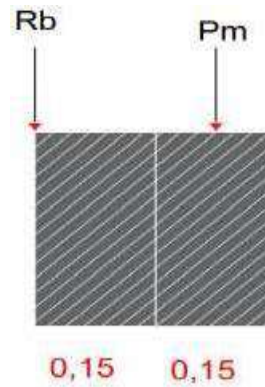
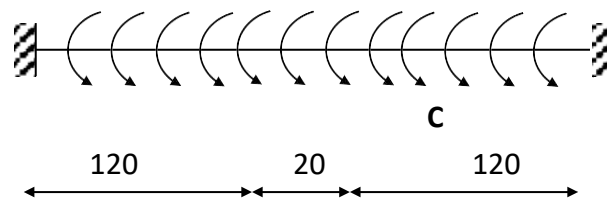


Figure III.6 : Points d’application des charges sur la poutre palière.

Couple de torsion repartie (C)

La poutre est soumise à un couple de torsion uniforme et considérée bi encastrés dans les poteaux



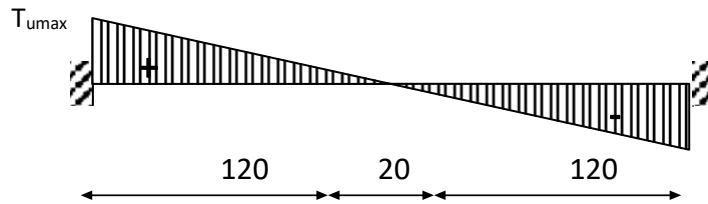
$$C = (28.94 \times 0.15) + (0.46 \times 0.075) + (3.03 \times 0.00)$$

$$C = 4.38 \text{ KN/ml}$$

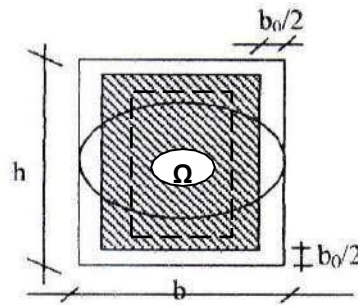
]+

- Couple de torsion maximale

Par analogie avec l'effort tranchant le couple de torsion maximale sur appuis



$$T_{u \max} = C \times \frac{L}{2} = 5.69 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



$$b_0 = \frac{a}{6}$$

D'où a : diamètre du plus grand cercle inscrit dans le contour.

$$a = \min (h, b) = \min (30,30) = 30 \text{ cm}$$

$$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b-b_0) (h-h_0) = (30-5) (30-5) = 625 \text{ cm}^2$$

Ω : aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

U : périmètre de l'aire Ω

$$U = 2((b-b_0) + (h-h_0)) = 2((30-5) + (30-5)) = 100 \text{ cm}$$

- Section d'armatures longitudinales

$$A_l = \frac{UT_{u \max}}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1 \times 5.69 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times \frac{400}{1.15}} = 1.30 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal

$$\frac{f_e}{b_0 \cdot U} \cdot A_l \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_l \geq \frac{0.4 \times 5 \times 100}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.30 \text{ cm}^2 > 0.5 \text{ cm}^2$$

- **Section d'armatures transversales**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{u \max}}{2\Omega} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_{u \max}}{2\Omega \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}} = \frac{5.69 \times 10^3}{2 \times 625 \times \frac{235}{1.15}} = 0.022 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_{et} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times 5}{235} = 8.51 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.022 \text{ cm}^2 \geq 8.51 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures**

- **Armatures longitudinales**

|                   | <b>Flexion</b> | <b>Torsion</b> | <b>Adopte</b> |
|-------------------|----------------|----------------|---------------|
| <b>En travée</b>  | 3.05           | 0.75           | 3HA12         |
| <b>Sur appuis</b> | 1.05           | 0.75           | 3HA10         |

**Tableau III.5: Armatures longitudinales.**

**Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \left(\frac{A_t}{S_t}\right)^{flexion} + \left(\frac{A_t}{S_t}\right)^{torsion} = 0.05 + 0.022 = 0.072 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d, 40 \text{ cm}, 15\phi) \text{ si } A' \neq 0$$

$$\text{Alors : } S_t \leq \min(25.2, 40, 18) \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

D'où :

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.072 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 0.0722 \times 15 = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 4 \phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle**

- Contrainte tangente due à la torsion

$$\tau_{ut} = \frac{T_{u \max}}{2b_0\Omega} = \frac{5.69 \times 10^3}{2 \times 5 \times 625} = 0.910 \text{ Mpa}$$

On a :

$$\text{Flexion : } \tau_{uf} = 0.540 \text{ Mpa}$$

]+

Torsion :  $\tau_{ut} = 0.910 \text{ Mpa}$

Condition tangentielle limite :  $\tau_{u \text{ limite}} = 3.33 \text{ Mpa}$

- Pour section pleine :

$$\tau_{\text{tot}}^2 = \tau_{uf}^2 + \tau_{ut}^2 = (0.540)^2 + (0.910)^2 = 1.119 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{uf}^2 + \tau_{ut}^2 \leq \tau_{u \text{ limite}}^2 \Rightarrow 1.119 \text{ Mpa} < 11.089 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

**III.4. Etude les balcons :**

**III.4.1. Introduction :**

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

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

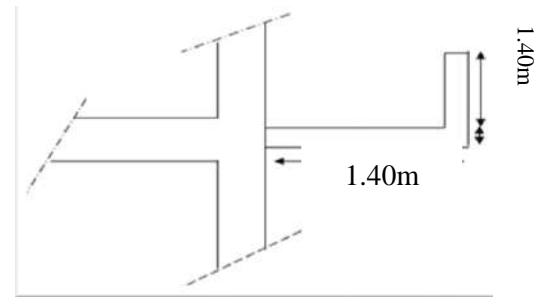


Figure III.7. schéma balcon

**III.4.2. Evaluation des charge :**

$$G = 604 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} \quad G = 604 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} \quad Q = 350 \text{ kg/ml}$$

$$\text{La charge } P = 138 \times 1.40 \times 1 \text{ ml} = 193.2 \text{ kg/ml}$$

**III.4.3. les combinaisons d'action :**

à ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1340.4 \text{ kg/ml}$$

$$P_u = 1.35 P = 260.82 \text{ kg/ml}$$

à ELS :

$$q_s = G + Q = 954 \text{ kg/ml}$$

$$P_s = P = 193.2 \text{ kg/ml}$$

**III.4.4. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

Le moment ultime à l'encastrement  $M_u$  pour une bande de 1 m est :

$$M_u = P_u \cdot L + q_u \cdot L^2/2 = 1678.34 \text{ kg.m}$$

$$T_u = P_u + q_u \cdot L = 2137.38 \text{ kg}$$

Le moment service à l'encastrement  $M_s$  est :

$$M_s = P_s \cdot L + q_s \cdot L^2/2 = 1205.4 \text{ kg.m}$$

$$T_s = P_s + q_s \cdot L = 1528.8 \text{ kg}$$

$$L = 1.40 \text{ m}$$

**III.4.5. Détermination du ferraiage :**

Calcul en ELU :

$$h = 14 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 12.6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ ml}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bc} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{16.7834 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times (126)^2} = 0.0548$$

$$\mu = 0.0548 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \varepsilon_{es} = 10 \times 10^{-3} \Rightarrow \mu_r = 0.392$$

$$\mu = 0.0548 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimé } A' = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.070$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 12.6 \times (1 - 0.4 \times 0.070) = 12.24$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{16.7834 \times 10^6}{122.4 \times 348} = 394.02 \text{ mm}^2 = 3.9402 \text{ cm}^2$$

]+

**Condition non fragilité :**

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \dots\dots\dots CV$$

$$\text{On adopte } A = 4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

**Calcul de l'espacement :**

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min(3 \times 14 ; 33\text{cm})$$

$$St = 20 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

**Armature de répartition :**

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

$$\text{Donc } A_r \Rightarrow 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Vérification au cisaillement :** on doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u ;$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{21373.8}{1000 \times 126} = 0.170 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.170 < \bar{\tau}_u = 2.5 \dots\dots\dots CV$$

**Vérification à ELS :**

**Calcul des contraintes admissibles :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})\right\} = 266.66 \text{ Mpa}$$

**Calcul des contraintes :**

La contrainte étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à distance  $X$  de l'axe neutre est :  $\sigma_x =$

$$\frac{M_{ser}}{I} x \text{ on pose : } K = \frac{M_{ser}}{I} \text{ et on a :}$$

La contrainte limite dans le béton comprimé :  $(x = y) \Rightarrow \sigma_{bc} = k y$

La position de l'axe neutre :  $by^2 + 30 A_s y - 30 d A_s = 0$ , donc la solution est :

$$Y = \frac{15 A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3.39}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 12.6}{7.5 \times 3.39}} - 1 \right] \Rightarrow Y = 3.107 \text{ cm}$$

On calcule le moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] \Rightarrow I = 5582.23 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{12.054}{5582.23} = 0.0022 \frac{\text{kn}}{\text{cm}^4} = 0.22 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.22 \times 31.07 = 6.84 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_s = 15k(d - y) = 15 \times 0.22(126 - 31.07)$$

$$= 313.27 \text{ Mpa} \not\leq \bar{\sigma}_s = 266.66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CNV$$

]+

**Vérification la flèche :**

D'après le BAEL 91, si les condition suivantes sont satisfaites ; il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{140} = 0.1 \geq 0.06 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b.d} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{100 \times 12.6} = 0.0027 \geq 0.01 \dots \dots \dots CV$$

**III .5.Etude les plancher :**

**III.5.1.Introduction :**

Les planches de corps creux de notre ouvrage sont du type **(16+4) cm**, ce type de plancher est utilisé dans les locaux d’habitation et de service, ils ont une bonne isolation thermique et phonique. Il est constitué du corps creux et des poutrelles, Les poutrelles seront calculées comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Ils travaillent comme une section en T.

**III.5.2.Méthode de calcul :**

Les poutrelles étude s’effectue selon l’une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire .**
- **Méthode de Caquot .**

L’utilisation de méthode forfaitaire conduit à un calcul rapide et direct , suivant le BAEL 91, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge exploitation, si les condition suivant sont remplies :

**C1/** La valeur de la surcharge d’exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$  ( $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$ )

Pour notre structure on a :

$Q$  (plancher terrasse) =  $100 \text{ kg/m}^2 = 1 \text{ KN/m}^2$

$G$  (plancher terrasse) =  $587 \text{ kg/m}^2 = 5.87 \text{ KN/m}^2$

Plancher terrasse :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 11.74 \text{ KN/m} \dots\dots\dots \text{CV}$

**C2/** Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8et 1,25

$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{4.05}{4.05} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$

$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{4.05}{3.80} = 1.07 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$

**C3/** les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ( $I = \text{constante}$ ).....CV

**C4/** La fissuration est considérées comme non préjudiciable ..... (CV)

**III.5.3.Application de la méthode forfaitaire :**

**L’expression des moments :**

D’apres les règles de BAEL 91 les valeurs de  $M_w$  ,  $M_e$  et  $M_t$  doivent vérifier les condition suivantes :

- 1)  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0]$
- 2)  $\begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{cases}$

Soit :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

$M_t$ : moment en travée

$M_w$ : moment max sur l'appui gauche

$M_e$ : moment max sur l'appui droit

$M_0$ : moment fléchissant dans la travée

]+

**III.5.4 Caractéristiques des poutrelles:**

L'épaisseur du corps –creux :  $e = 16\text{cm}$

L'épaisseur de la dalle de compression :  $h_0 = 4\text{cm}$

La largeur de la poutrelle :  $b = b_0 + 2b_1 = 10 + 2 \cdot (27,5) = 65\text{cm}$

Le corps-creux utilisé pour le plancher est de :  $L_0 = 55\text{cm}$ .

**III.5.5 Evaluation des charges et surcharges:****III.5.5.1 Plancher terrasse**

$$G = 587 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{100}{381.55 + 65} = 0.145$$

**a)-Calcul à l'état limite ultime :****- Combinaison à l'ELU**

$$G = 0,65 \times 587 = 381.55 \text{ Kg/ml}$$

$$Q = 0,65 \times 100 = 65 \text{ Kg/ml}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 612.592 \text{ Kg/ml}$$

- **Les moments isostatique :**

$$M_{0(1-2)} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{612.592 \times 4.05^2}{8} = 1256 \text{ kg.m}$$

$$M_{0(2-3)} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{612.592 \times 4.05^2}{8} = 1256 \text{ kg.m}$$

$$M_{0(3-4)} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{612.592 \times 3.80^2}{8} = 1105.73 \text{ kg.m}$$

$$M_{0(4-5)} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{612.592 \times 3.80^2}{8} = 1105.73 \text{ kg.m}$$

- **Les moments sur appuis:**

$$M_{a1} = 0.2M_{0(1-2)} = 0.2 \times 1256 = 251.2 \text{ kg.m}$$

$$M_{a2} = 0.5M_{0(2-3)} = 0.5 \times 1256 = 628 \text{ kg.m}$$

$$M_{a3} = 0.4M_{0(2-3)} = 0.4 \times 1256 = 502.4 \text{ kg.m}$$

$$M_{a4} = 0.5M_{0(3-4)} = 0.5 \times 1105.73 = 552.87 \text{ kg.m}$$

$$M_{a5} = 0.2M_{0(4-5)} = 0.2 \times 1105.73 = 221.146 \text{ kg.m}$$

- **Les moments en travée:**

Travée (1-2) :travée de rive

$$M_{t(1-2)} \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05M_{0(1-2)} - \frac{M_e + M_w}{2} = 1.05(1256) - \frac{628 + 251.2}{2} = 879.3 \text{ kg.m} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0(1-2)} - \frac{M_e + M_w}{2} = (1 + 0.3 \times 0.145)(1256) - \frac{628 + 251.2}{2} = 871.04 \text{ k.m} \\ M_{t(1-2)} = 879.3 \text{ kg.m} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} = (1.2 + 0.3 \times 0.145) \frac{1256}{2} = 780.92 \text{ kg.m} \end{array} \right.$$

]+

Travée (2-3) :travée de intermédiaire

$$M_{t(2-3)} \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05M_{0(2-3)} - \frac{M_e + M_w}{2} = 1.05(1256) - \frac{502.4 + 628}{2} = 753.6 \text{ kg.m} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0(2-3)} - \frac{M_e + M_w}{2} = (1 + 0.3 \times 0.145)(1256) - \frac{502.4 + 628}{2} = 745.44 \text{ k.m} \\ M_{t(1-2)} = 753.6 \text{ kg.m} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} = (1 + 0.3 \times 0.145) \frac{1256}{2} = 655.32 \text{ kg.m} \end{array} \right.$$

Travée (3-4) :travée de intermédiaire

$$M_{t(3-4)} \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05M_{0(3-4)} - \frac{M_e + M_w}{2} = 1.05(1105.73) - \frac{552.87 + 502.4}{2} = 633.38 \text{ kg.m} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0(3-4)} - \frac{M_e + M_w}{2} = (1 + 0.3 \times 0.145)(1105.73) - \frac{552.87 + 502.4}{2} = 626.19 \text{ k.m} \\ M_{t(1-2)} = 633.38 \text{ kg.m} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} = (1 + 0.3 \times 0.145) \frac{1105.73}{2} = 576.91 \text{ kg.m} \end{array} \right.$$

Travée (4-5) :travée de rive

$$M_{t(4-5)} \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05M_{0(4-5)} - \frac{M_e + M_w}{2} = 1.05(1105.73) - \frac{221.146 + 552.87}{2} = 774 \text{ kg.m} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0(4-5)} - \frac{M_e + M_w}{2} = (1 + 0.3 \times 0.145)(1105.73) - \frac{221.146 + 552.87}{2} = 766.82 \text{ k.m} \\ M_{t(4-5)} = 774.82 \text{ kg.m} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} = (1.2 + 0.3 \times 0.145) \frac{1105.73}{2} = 687.49 \text{ kg.m} \end{array} \right.$$

• **Calcul des efforts tranchant isostatique:**

$$T_{w(1-2)} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{612.592 \times 4.05}{2} = 1240.50 \text{ kg}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 \times \frac{q_u \cdot L}{2} = 1.1 \times \frac{612.592 \times 4.05}{2} = 1364.55 \text{ kg}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 \times \frac{q_u \cdot L}{2} = 1.1 \times \frac{612.592 \times 4.05}{2} = 1364.55 \text{ kg}$$

$$T_{e(2-3)} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{612.592 \times 4.05}{2} = 1240.50 \text{ kg}$$

$$T_{w(3-4)} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{612.592 \times 3.80}{2} = 1163.92 \text{ kg}$$

$$T_{e(3-4)} = 1.1 \times \frac{q_u \cdot L}{2} = 1.1 \times \frac{612.592 \times 3.80}{2} = 1280.32 \text{ kg}$$

$$T_{w(4-5)} = 1.1 \times \frac{q_u \cdot L}{2} = 1.1 \times \frac{612.592 \times 3.80}{2} = 1280.32 \text{ kg}$$

$$T_{e(4-5)} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{612.592 \times 3.80}{2} = 1163.92 \text{ kg}$$

**b)-Calcul à l'état limite service:**

**- Combinaison à l'ELS :**

$$G = 0,65 \times 587 = 381.55 \text{ Kg/ml}$$

$$Q = 0,65 \times 100 = 65 \text{ Kg/ml}$$

$$q_s = G + Q = 381.55 + 65 = 446.55 \text{ kg/ml}$$

• **Les moments isostatique :**

$$M_{0(1-2)} = \frac{Q_s \cdot L^2}{8} = \frac{446.55 \times 4.05^2}{8} = 915.57 \text{ kg.m}$$

$$M_{0(2-3)} = \frac{Q_s \cdot L^2}{8} = \frac{446.55 \times 4.05^2}{8} = 915.57 \text{ kg.m}$$

$$M_{0(3-4)} = \frac{Q_s \cdot L^2}{8} = \frac{446.55 \times 3.80^2}{8} = 806.02 \text{ kg.m}$$

$$M_{0(4-5)} = \frac{Q_s \cdot L^2}{8} = \frac{446.55 \times 3.80^2}{8} = 806.02 \text{ kg.m}$$

• **Les moments sur appuis:**

$$M_{a1} = 0.2M_{0(1-2)} = 0.2 \times 915.57 = 183.11 \text{ kg.m}$$

$$M_{a2} = 0.5M_{0(2-3)} = 0.5 \times 915.57 = 457.79 \text{ kg.m}$$

$$M_{a3} = 0.4M_{0(2-3)} = 0.4 \times 915.57 = 366.23 \text{ kg.m}$$

$$M_{a4} = 0.5M_{0(3-4)} = 0.5 \times 806.02 = 403.01 \text{ kg.m}$$

$$M_{a5} = 0.2M_{0(4-5)} = 0.2 \times 806.02 = 161.20 \text{ kg.m}$$

• **Les moments en travée:**

Travée (1-2) :travée de rive

$$M_{t(1-2)} \max \begin{cases} 1.05M_{0(1-2)} - \frac{M_e + M_w}{2} = 1.05(915.57) - \frac{457.79 + 183.11}{2} = 640.90 \text{ kg.m} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0(1-2)} - \frac{M_e + M_w}{2} = (1 + 0.3 \times 0.145)(915.57) - \frac{457.79 + 183.11}{2} = 634.95 \text{ k.m} \\ M_{t(1-2)} = 640.90 \text{ kg.m} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} = (1.2 + 0.3 \times 0.145) \frac{915.57}{2} = 569.26 \text{ kg.m} \end{cases}$$

Travée (2-3) :travée de intermédiaire

$$M_{t(2-3)} \max \begin{cases} 1.05M_{0(2-3)} - \frac{M_e + M_w}{2} = 1.05(915.57) - \frac{366.23 + 457.79}{2} = 549.34 \text{ kg.m} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0(2-3)} - \frac{M_e + M_w}{2} = (1 + 0.3 \times 0.145)(915.57) - \frac{366.23 + 457.79}{2} = 543.39 \text{ k.m} \\ M_{t(1-2)} = 549.34 \text{ kg.m} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} = (1 + 0.3 \times 0.145) \frac{915.57}{2} = 477.70 \text{ kg.m} \end{cases}$$

Travée (3-4) :travée de intermédiaire

$$M_{t(3-4)} \max \begin{cases} 1.05M_{0(3-4)} - \frac{M_e + M_w}{2} = 1.05(806.02) - \frac{403.01 + 366.23}{2} = 461.70 \text{ kg.m} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0(3-4)} - \frac{M_e + M_w}{2} = (1 + 0.3 \times 0.145)(806.02) - \frac{403.01 + 366.23}{2} = 456.46 \text{ k.m} \\ M_{t(1-2)} = 461.70 \text{ kg.m} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} = (1 + 0.3 \times 0.145) \frac{806.02}{2} = 420.54 \text{ kg.m} \end{cases}$$

Travée (4-5) :travée de rive

$$M_{t(4-5)} \max \begin{cases} 1.05M_{0(4-5)} - \frac{M_e + M_w}{2} = 1.05(806.02) - \frac{161.20 + 403.01}{2} = 564.22 \text{ kg.m} \\ (1 + 0.3\alpha)M_{0(4-5)} - \frac{M_e + M_w}{2} = (1 + 0.3 \times 0.145)(806.02) - \frac{161.20 + 403.01}{2} = 558.98 \text{ k.m} \end{cases}$$

]+

$$M_{t(4-5)} = 564.22 \text{ kg.m}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} = (1.2 + 0.3 \times 0.145) \frac{806.02}{2} = 501.14 \text{ kg.m}$$

• **Calcul des efforts tranchant isostatique:**

$$T_{w(1-2)} = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{446.55 \times 4.05}{2} = 904.26 \text{ kg}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 \times \frac{q_s \cdot L}{2} = 1.1 \times \frac{446.55 \times 4.05}{2} = 994.69 \text{ kg}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 \times \frac{q_s \cdot L}{2} = 1.1 \times \frac{446.55 \times 4.05}{2} = 994.69 \text{ kg}$$

$$T_{e(2-3)} = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{446.55 \times 4.05}{2} = 904.26 \text{ kg}$$

$$T_{w(3-4)} = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{446.55 \times 3.80}{2} = 848.45 \text{ kg}$$

$$T_{e(3-4)} = 1.1 \times \frac{q_s \cdot L}{2} = 1.1 \times \frac{446.55 \times 3.80}{2} = 933.29 \text{ kg}$$

$$T_{w(4-5)} = 1.1 \times \frac{q_s \cdot L}{2} = 1.1 \times \frac{446.55 \times 3.80}{2} = 933.29 \text{ kg}$$

$$T_{e(4-5)} = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{446.55 \times 3.80}{2} = 848.45 \text{ kg}$$

**a)-Détermination des armatures :**

- **En travée :**

• **Le moment de la table de compression :**

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^6 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^{-3} = 58.95 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 58.95 \text{ kN} > M_u = 8.793 \text{ kN}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculer comme une section rectangulaire : ( b x h ) = ( 65 x 20 ) cm<sup>2</sup>

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.793 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.029 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\Rightarrow \varepsilon = 10\%$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.058}) = 0.036$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.036) = 0.18$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{8.793 \times 10^{-3}}{0.18 \times 347.826} = 1.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

on prend  $A_s = 2 \text{ HA } 10 = 1.57 \text{ cm}^2$

- **Condition non fragilité :**

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

]+

- **En appui :**

$$M_{\max} = 628 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.28 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.021 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{pivot } A$$

$$\Rightarrow \varepsilon = 10\%$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.042}) = 0.027$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.027) = 0.18$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{6.28 \times 10^{-3}}{0.18 \times 348} = 1.003 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } A_s = 1HA 12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité :**

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 0.785 \text{ cm}^2$$

• **Vérfications contrainte tangentielle :**

- **Fissuration non préjudiciable :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{13.6455 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.758 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b}; 4\text{Mpa}\right\} = \min\left\{0.2 \times \frac{25}{1.5}; 4\text{Mpa}\right\} = \min\{3.33\text{Mpa}; 4\text{Mpa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.758 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa}$$

- **Calcul des armatures transversal :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) = 5.71\text{mm}$$

On prend un cadre  $\phi = 6\text{mm}$

$$A_t = 2T6 = 0.56\text{cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversal:**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

on prend  $S_t = 15\text{cm}$

• **Vérfication de la compression du béton vis avis l'effort tranchant:**

- **Sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 13.6455 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.9 \times 0.18} = 1.684\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 13.33\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.684\text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.33\text{Mpa} \dots \dots \dots CV$$

]+

- **Sur appui intermédiaire:**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 12.4050 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.9 \times 0.18} = 1.531 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.531 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{Mpa} \dots \dots \dots CV$$

• **Vérification à l'ELS**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} ; \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **En travée:**

$$\alpha = 0.027$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{879.3}{640.9} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \Rightarrow \alpha = 0.027 \leq 0.435 \dots \dots \dots CV$$

- **Appui de rive:**

$$\alpha = 0.007$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{251.2}{183.11} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \Rightarrow \alpha = 0.007 \leq 0.435 \dots \dots \dots CV$$

- **Appui intermédiaire:**

$$\alpha = 0.019$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{628}{457.79} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \Rightarrow \alpha = 0.019 \leq 0.435 \dots \dots \dots CV$$

- **Condition de la flèche:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.065 > 0.047 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow 0.065 > 0.044 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.0087 < 0.009 \dots \dots \dots CV$$

# **Chapitre IV**

## **Etude sismique**

### IV.1 Introduction :

Le séisme correspond à un mouvement du sol, ce mouvement peut entraîner la ruine des constructions et pour cela le règlement parasismique algérien (RPA99v2003) est venu avec des règles en vigueur pour nous permettre d'étudier les constructions sous l'effet du séisme.

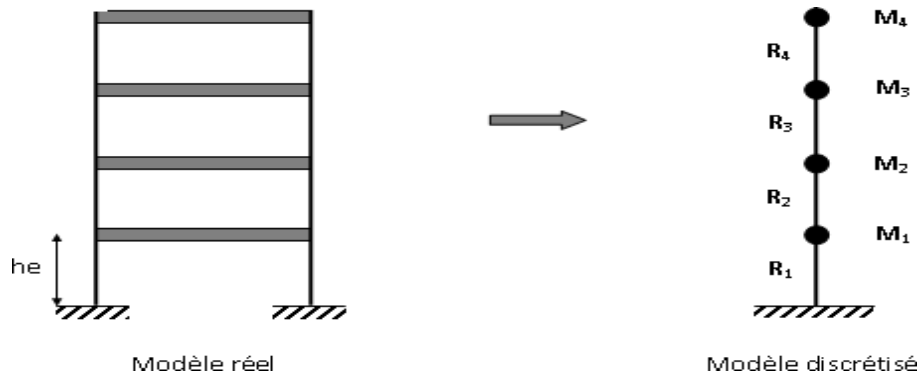


Figure IV .1. Modalisation de structure

### IV.2. 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.

### IV.3. Méthode de calcul:

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

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

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

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 Ia groupe d'usage 2. Nous avons utilisé la méthode statique équivalente et la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant les deux logiciels de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014.

#### IV.4.1. Condition d'application de la méthode statique équivalente:

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes:

a)- Le bâtiment ou bloc étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone I et zone IIa et à 30 m en zone IIb, et zone III.

b)-Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a). la condition Complémentaire Suivant :

Zone (II) groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont vérifiées.

**IV.5. Méthode dynamique:**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être dans tous les cas, et en particulier, Dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise

**IV.6.Méthode statique équivalente: (RPA 99/V 2003 Art 4.2)****IV.6.1.Principes:**

Les force réelles dynamiques se développent dans la construction sont remplacées Par un Système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal, les forces sismiques horizontales seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

**IV.4.4- Modélisation:**

a)- le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcule est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de Liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de Contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

b)- la rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est Calculée à partir de section non fissurées pour les structures en béton armé ou en Maçonnerie.

c)- seul le mode fondamentale de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

Conditions de hauteur énoncées en (a),

Vérification des conditions d'application de la méthode statique:

1/ Le bâtiment étudié satisfaisant à la condition de régularité en plan et en élévation avec une Hauteur  $12.24 \text{ m} < 65\text{m}$  .....CV

2/ Tout les groupe d'usage (zone IIa). Alors, on peut utiliser la méthode statique..... CV

**IV.4.4.Calcul de la force sismique :****► Méthode statique Equivalente:**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si  $V_t > 0,8 V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments) dans le rapport  $0,8v/v$  (RPA 99, version2003.4.3.6). Tout le bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux selon la formule.

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

Avec :

A: Coefficient d'accélération de la zone.

D: facteur d'amplification dynamique moyen.

R: Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W: Poids de la structure.

Q: facteur de qualité.

• **Coefficient d'accélération A:**

Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya CONSTANTINE: RPA 99 / version 2003 alors d'après les deux critères précédents on obtient : A = 0,15 (tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)

|        | Zone |      |      |      |
|--------|------|------|------|------|
| Groupe | I    | Iia  | Iib  | III  |
| 1A     | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 1B     | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 2      | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 3      | 0.07 | 0.1  | 0.14 | 0.18 |

Tableau IV.1 : Coefficient d'accélération de zone A.

• **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 4.2.3 de L'RPA 99/ version 2003) avec:

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

**Périodes caractéristiques T1; T2:**

Pour notre site type S2 : T1 = 0,15 s ; T2 = 0,40 s (tableau 4.7)

**Période fondamentale (T):**

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 de **RPA 99 / version 2003.**

$$T = C_T \times (h_n)^{3/4} \dots \dots \dots (f \text{ 4.6})$$

Avec:

**hn:** hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : h= 12.24 m

**CT:** coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA 99/ version 2003 (tableau 4.6).**

Dans Notre structure: Ct= 0,075

$$T = 0.075 \times (12.24)^{3/4} = 0.490$$

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

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \eta = 0,882 ; \text{ avec : } \xi = 7\%$$

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

$\xi=7\%$  pour un contreventement mixte ( $\eta = 0,882$ ). (tab 4.2)

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

Donc:  $D = 2,5 \times \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,882 \cdot \left(\frac{0,40}{0,49}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,925$

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

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA 99 / version 2003 Dans notre structure on a un système 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:**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ». Sa valeur est donnée comme suit :

| Critère q  | Pq          |             |
|--|-------------|-------------|
|  | Sens OX     | Sens OY     |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0           | 0           |
| 2. Redondance en plan                                    | 0           | 0           |
| 3. Régularité en plan                                    | 0           | 0           |
| 4. Régularité en élévation                               | 0           | 0           |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux                  | 0.05        | 0.05        |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution                 | 0.10        | 0.10        |
| <b>Valeur de Q</b>                                       | <b>1.15</b> | <b>1.15</b> |

**Tableau IV.2 : valeurs en fonction de critère de qualité**

**Poids total de la structure w :**

W : pois total de la structure égale à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i).

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

WGi : Poids dû aux charges permanentes.

$\beta$  : coefficient de pondération qui dépend de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donné par le tableau [4.5]

W=639.39 t (valeur donnée par logiciel ROBOT)

$$V_{x \text{ et } y} = \frac{0.15 \times 1.925 \times 1.15}{5} \times 639.39 = 42.46 \text{ t}$$

|            | FX [daN]     | FY [daN]     | FZ [daN]     | MX [kNm]     | MY [kNm]     | MZ [kNm]     |
|------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| <b>MAX</b> | 70891,91     | 8271,90      | 14064,25     | 11,82        | 119,76       | 75,30        |
| Barre      | 14           | 14           | 50           | 166          | 14           | 22           |
| Noeud      | 27           | 28           | 12           | 72           | 28           | 43           |
| Cas        | 8 (C) (CQC)  | 17 (C) (CQC) | 8 (C) (CQC)  | 6 (C)        | 16 (C) (CQC) | 17 (C) (CQC) |
| Mode       |              |              |              |              |              |              |
| <b>MIN</b> | -21739,47    | -7436,64     | -15763,49    | -12,80       | -126,67      | -76,29       |
| Barre      | 50           | 14           | 14           | 50           | 70           | 3            |
| Noeud      | 28           | 28           | 28           | 12           | 28           | 5            |
| Cas        | 16 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) | 16 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) | 17 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) |
| Mode       |              |              |              |              |              |              |

Tableau IV.3: Résultats force sismique statique (selon ROBOT).

Vérification de la condition entre les deux méthodes :  $\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} \geq 80\%$

$$V_{dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 713.73 \text{ KN}$$

Suivant x et y

$$\frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{71.373}{42.46} = 1.68 \geq 0.8 \dots \dots \dots CV$$

**Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

(RPA 99/V2003 Art 4.2.5)

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la Structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \text{ (RPA 99/V 2003 formule 4.10)}$$

La force concentrée F, au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0.07TV$  ou' Test la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F, ne dépassera en cas 0.25 V et sera prise égale à 0 quand Test plus petit ou égale à 0.7secondes.

|                                |      |                          |
|--------------------------------|------|--------------------------|
| $F_t = 0,07 \times T \times V$ | si : | $T > 0,7 \text{ sec}$    |
| $F_t = 0$                      | si : | $T \leq 0,7 \text{ sec}$ |

$F_t = 0$  parce que  $T = 0.49 < 0.7$  sec

La partie restante de  $V$  soit  $(V - F_t)$ , doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (\text{RPA 99/V 2003 formule 4.11})$$

**Avec :**

**$F_i$**  : Effort horizontal revenant au niveau  $i$ .

**$h_i$**  : Niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$ .

**$h_j$**  : Niveau du plancher quelconque  $j$ .

**$W_i ; W_j$**  : Poids revenant au niveau  $i, j$

| Niveau     | $W_i$ (t) | $h_i$ (m)                                 | $W_i \times h_i$ | $F_i$ (t) |
|------------|-----------|---|------------------|-----------|
| <b>RDC</b> | 151.201   | 3.06                                      | 462.675          | 7.14      |
| <b>1</b>   | 151.201   | 6.12                                      | 925.350          | 14.27     |
| <b>2</b>   | 151.201   | 9.18                                      | 1388.025         | 21.41     |
| <b>3</b>   | 151.201   | 12.24                                     | 1850.700         | 28.55     |
|            |           | <b><math>\Sigma W_i \times h_i</math></b> | 4626.75          | 71.37     |

**Tableau IV.4 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

- Distribution horizontale des forces sismiques (RPA 99 / V 2003 Art 4.2.6)

L'effort tranchant au niveau de l'étage  $k$  :  $V_k = F_t + \Sigma F_i$ , (RPA99/V2003 formule 4.12)

- Dans le cas de structure comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

• **Résultat de calcul :**

| Niveau     | Force ( $F_t$ ) | $\Sigma F_i$ | $V_k$ (t) |
|------------|-----------------|--------------|-----------|
| <b>RDC</b> | 0               | 7.14         | 7.14      |
| <b>1</b>   | 0               | 21.41        | 21.41     |
| <b>2</b>   | 0               | 42.82        | 42.82     |
| <b>3</b>   | 0               | 71.37        | 71.37     |

**Tableau IV.5 : Résultat de distribution de l'effort tranchant**

**IV.7.Méthode d'analyse modale spectrale:**

**IV.7.1.Principe:**

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

**IV.7.2.Détermination des paramètres du spectre de réponse:**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A[1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5 \times \eta \left(\frac{Q}{R} - 1\right))] & 0 \leq T \leq T_1 \dots \dots \dots cas1 \\ 2,5 \times \eta(1,25.A) \cdot \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \dots \dots \dots cas2 \\ 2,5 \times \eta(1,25.A) \cdot \left(\frac{Q}{R}\right) \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \dots \dots \dots cas3 \\ 2,5 \times \eta(1,25.A) \cdot \left(\frac{Q}{R}\right) \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3 \text{ s} \dots \dots \dots cas4 \end{cases}$$

Avec

A: Coefficient d'accélération de la zone.

D: facteur d'amplification dynamique moyen.

R: Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W: Poids de la structure.

Q: facteur de qualité.

**V.6.3.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)

**Phase modélisation 3D :**

En introduisant les éléments constituant la structure avec leurs caractéristiques (sections,matériaux, conditions d'appuis) plus le choix des références de calcul.

**Phase de charges :**

Dans cette phase ; les charges introduites sont : la charge permanente (G) et celle d'exploitation(Q) ainsi que la charge sismique (E) qui s'exprimée par l'étape modale en choisissant les normes du code parasismique algérien pour l'étape sismique pour introduire les caractéristiques dynamiques cités ci-dessus.

**Phase de combinaisons :**

Cette étape consiste d'introduire toutes les combinaisons mentionnées au-dessus.

**Phase de validation :**

Avant de procéder l'analyse ; il faut vérifier la structure de toutes les erreurs possibles produites par une mauvaise étape de simulation.

Phase d'illustration des résultats : dans cette phase ; les résultats voulus à aboutir sont : des informations sismiques plus des informations sur les sollicitations exercées aux éléments.

IV.6 Résultats de l'analyse :

IV.6.1 Phase dynamique :

Les valeurs des périodes et les facteurs de participations modales calculés par le logiciel Robot sont donnés dans le tableau suivant :

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] | Tot.mas.UZ [kg] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 3/ 1     | 1,63           | 0,61          | 0,11                   | 28,00                  | 0,0                    | 0,11                | 28,00               | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 3/ 2     | 1,81           | 0,55          | 1,68                   | 83,33                  | 0,0                    | 1,56                | 55,33               | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 3/ 3     | 1,86           | 0,54          | 84,21                  | 84,70                  | 0,0                    | 82,53               | 1,37                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 3/ 4     | 3,88           | 0,26          | 84,64                  | 84,73                  | 0,0                    | 0,43                | 0,03                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 3/ 5     | 4,28           | 0,23          | 84,74                  | 86,77                  | 0,0                    | 0,10                | 2,04                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 3/ 6     | 4,43           | 0,23          | 84,83                  | 88,81                  | 0,0                    | 0,09                | 2,04                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 3/ 7     | 5,16           | 0,19          | 94,03                  | 88,86                  | 0,0                    | 9,20                | 0,05                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 3/ 8     | 5,32           | 0,19          | 94,18                  | 94,29                  | 0,0                    | 0,15                | 5,43                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 3/ 9     | 6,12           | 0,16          | 94,29                  | 94,54                  | 0,0                    | 0,11                | 0,25                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 3/ 10    | 6,22           | 0,16          | 94,35                  | 94,65                  | 0,0                    | 0,06                | 0,11                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 4/ 1     | 1,63           | 0,61          | 0,11                   | 28,00                  | 0,0                    | 0,11                | 28,00               | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 4/ 2     | 1,81           | 0,55          | 1,68                   | 83,33                  | 0,0                    | 1,56                | 55,33               | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 4/ 3     | 1,86           | 0,54          | 84,21                  | 84,70                  | 0,0                    | 82,53               | 1,37                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 4/ 4     | 3,88           | 0,26          | 84,64                  | 84,73                  | 0,0                    | 0,43                | 0,03                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 4/ 5     | 4,28           | 0,23          | 84,74                  | 86,77                  | 0,0                    | 0,10                | 2,04                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 4/ 6     | 4,43           | 0,23          | 84,83                  | 88,81                  | 0,0                    | 0,09                | 2,04                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 4/ 7     | 5,16           | 0,19          | 94,03                  | 88,86                  | 0,0                    | 9,20                | 0,05                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 4/ 8     | 5,32           | 0,19          | 94,18                  | 94,29                  | 0,0                    | 0,15                | 5,43                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 4/ 9     | 6,12           | 0,16          | 94,29                  | 94,54                  | 0,0                    | 0,11                | 0,25                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 4/ 10    | 6,22           | 0,16          | 94,35                  | 94,65                  | 0,0                    | 0,06                | 0,11                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 5/ 1     | 1,63           | 0,61          | 0,11                   | 28,00                  | 0,0                    | 0,11                | 28,00               | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 5/ 2     | 1,81           | 0,55          | 1,68                   | 83,33                  | 0,0                    | 1,56                | 55,33               | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 5/ 3     | 1,86           | 0,54          | 84,21                  | 84,70                  | 0,0                    | 82,53               | 1,37                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 5/ 4     | 3,88           | 0,26          | 84,64                  | 84,73                  | 0,0                    | 0,43                | 0,03                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 5/ 5     | 4,28           | 0,23          | 84,74                  | 86,77                  | 0,0                    | 0,10                | 2,04                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 5/ 6     | 4,43           | 0,23          | 84,83                  | 88,81                  | 0,0                    | 0,09                | 2,04                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 5/ 7     | 5,16           | 0,19          | 94,03                  | 88,86                  | 0,0                    | 9,20                | 0,05                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 5/ 8     | 5,32           | 0,19          | 94,18                  | 94,29                  | 0,0                    | 0,15                | 5,43                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 5/ 9     | 6,12           | 0,16          | 94,29                  | 94,54                  | 0,0                    | 0,11                | 0,25                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |
| 5/ 10    | 6,22           | 0,16          | 94,35                  | 94,65                  | 0,0                    | 0,06                | 0,11                | 0,0                 | 639389,58       | 639389,58       | 0,0             |

Tableau IV.06 : Résultats obtenus par Robot – Analyse modale

Pour valider les valeurs obtenues ; les règle RPA99 V 2003 exigent de vérifier que les périodes calculées par la méthode numérique à celle de la formule empirique en respectant que :

$$T_{NM} \leq 1.30 T_{Fond}$$

Pour notre cas :  $T_{NM} = 0.50 \text{ s} \leq 1.30 \times 0.509 = 0.66 \text{ s}$

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 decalcul, correspondant au cas étudié, suivant :

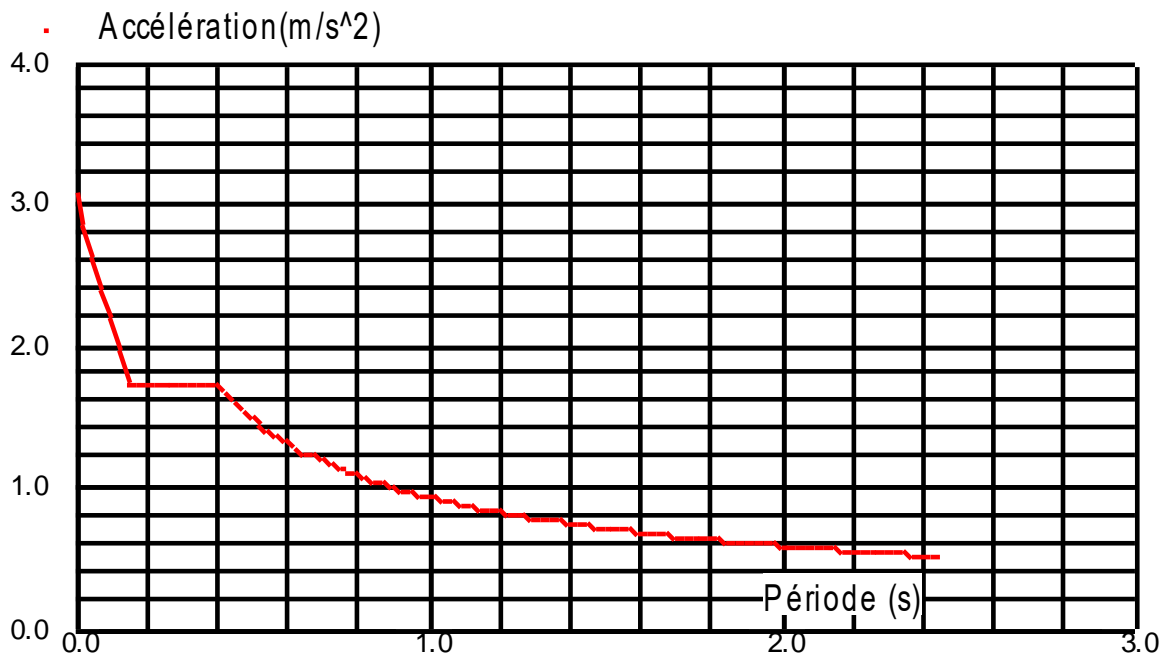


Figure IV.2 : Diagramme spectre de réponse

Modélisation de la structure :

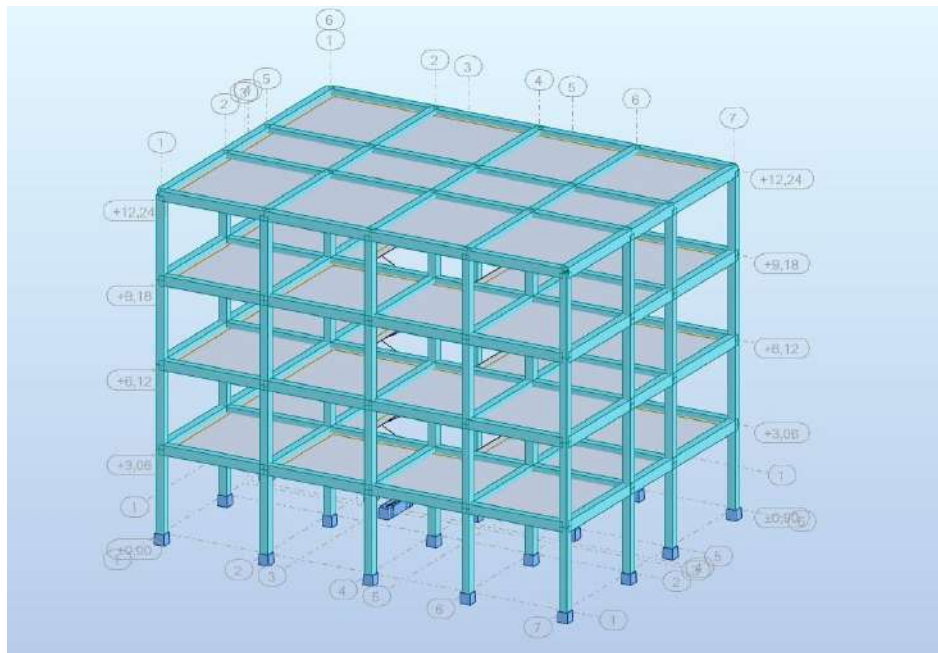


Figure IV.3 : vue générale de la structure

**Justification vis à vis des déformation ( RPA 99/V2003 Art-5.10)**

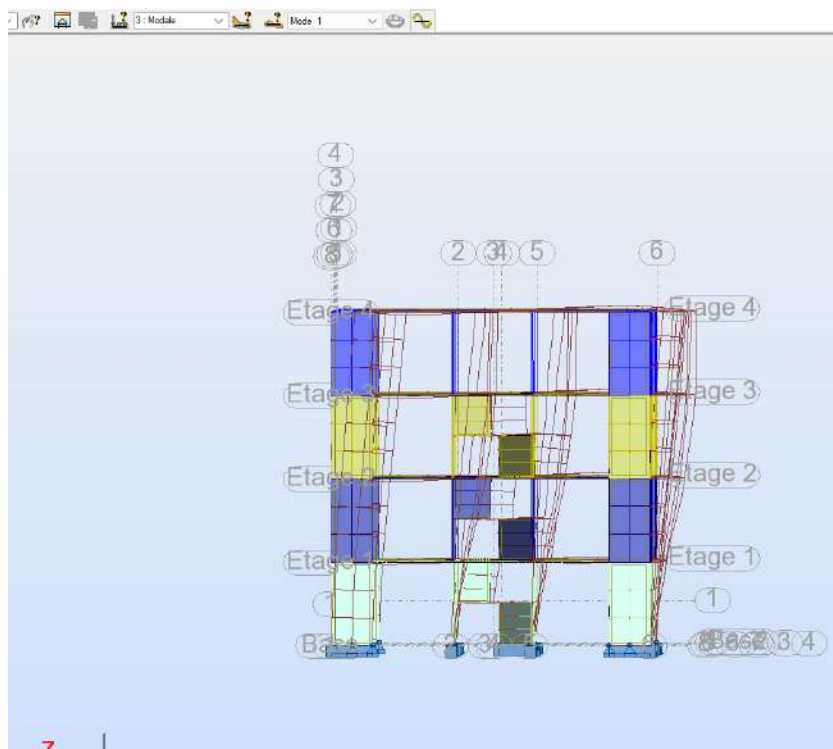
Les déplacements relatifs latéraux ( $\Delta_k$ ) d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

|              | UX [cm]      | UY [cm]      | UZ [cm]      | RX [Rad]     | RY [Rad]     | RZ [Rad]     |
|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| <b>MAX</b>   | 7,3          | 9,9          | 1,4          | 0,010        | 0,009        | 0,007        |
| <b>Noeud</b> | 117          | 340          | 163          | 180          | 183          | 93           |
| <b>Cas</b>   | 4            | 17 (C) (CQC) | 4            | 17 (C) (CQC) | 4            | 17 (C) (CQC) |
| <b>Mode</b>  | CQC          |              | CQC          |              | CQC          |              |
| <b>MIN</b>   | -8,9         | -9,9         | -1,8         | -0,010       | -0,011       | -0,007       |
| <b>Noeud</b> | 117          | 352          | 163          | 183          | 183          | 93           |
| <b>Cas</b>   | 16 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) | 16 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) | 16 (C) (CQC) | 18 (C) (CQC) |
| <b>Mode</b>  |              |              |              |              |              |              |

**Tableau IV. 07 : les déplacements**

**Modes de déformations:**

La structure est généralement prise 03 types fondamentaux de déformations lors d'un séisme;



**Figure IV.4. Mode 1 : translation selon X**

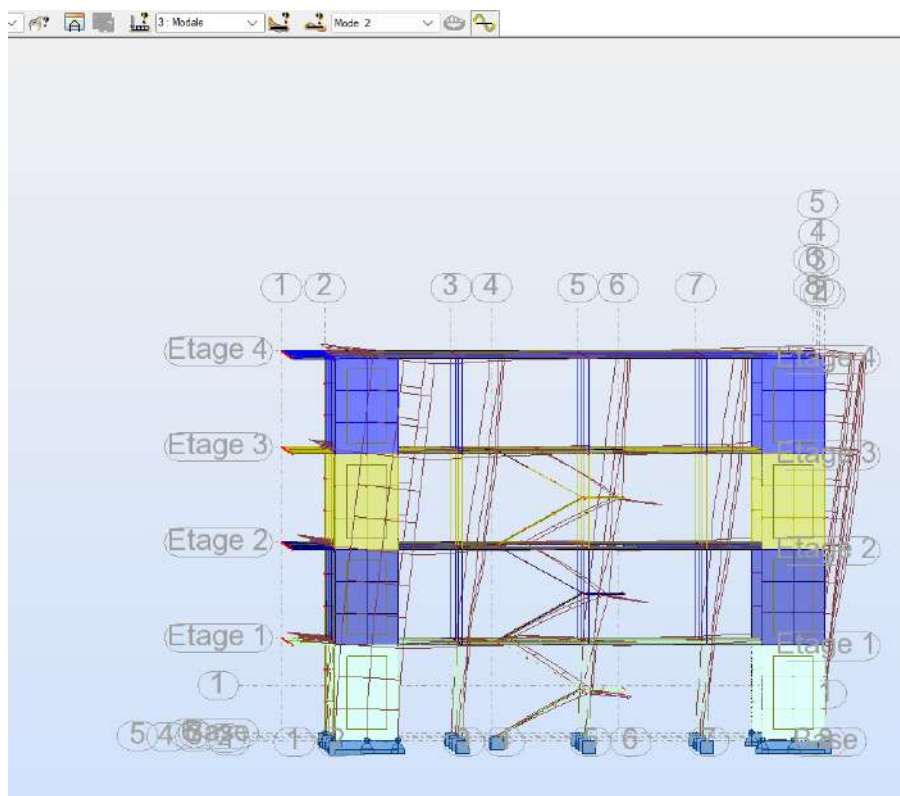


Figure IV.5. Mode 2 : translation selon y

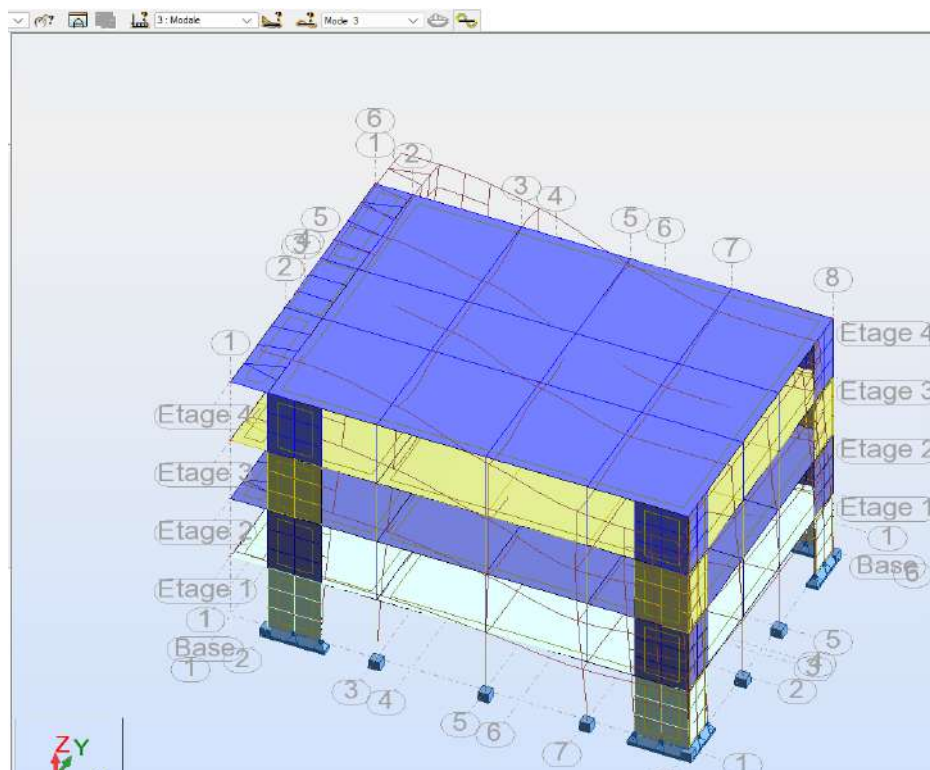


Figure IV.6. Mode 3 : translation selon z

**.IV.6 Ferrailages les portiques :**

Le ferrailage des poutres et des poteaux sera effectué selon le règlement BAEL91 et en vérifiant les conditions données par le RPA99V 2003.

Nous avons évalué le ferrailage en détails avec les vérifications, Selon le logiciel on choisit de prendre les valeurs globales extrêmes des sollicitations par les éléments :

poutre axe E 75

poteaux axe E 8

**poutre :**

| <b>Poutre principales</b> | <b>combinaison</b>    | <b>M<sub>t(max)</sub>(KN/m)</b> | <b>M<sub>a(max)</sub> (KN/m)</b> | <b>T<sub>max</sub>(KN)</b> |
|---------------------------|-----------------------|---------------------------------|----------------------------------|----------------------------|
| <b>N 75</b>               | 1.35G+1.5Q            | 45.96                           | -64.79                           | 86.42                      |
|                           | G+Q                   | 33.29                           | -46.93                           | 62.60                      |
|                           | G+Q ± E <sub>Y</sub>  | 53.46                           | -96.72                           | 37.05                      |
|                           | 0.8G ± E <sub>Y</sub> | 47.52                           | -83.08                           | 65.42                      |

**Tableau IV.08 :Résultats de l’analyse dynamique par ROBOT :**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant, donc le calcul du ferrailage se fera en **flexion simple** avec fissuration peu nuisible.

Le ferrailage se fera conformément aux règles BAEL91 en respectant le RPA99

**IV.6.1.1Vérifications nécessaires :**

■ **Ferrailage longitudinal :**

- Selon le BAEL91 :

$$A_{mn} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

- Selon le RPA 99 :

$$A_{mn}(RPA) = 0.5\% \cdot b \cdot h$$

**IV.6.1.2Calcul de la section d'armatures longitudinales :**

On prend l'enrobage c=3 cm

La poutre est calculée comme une section rectangulaire de largeur b=30 cm et d'une hauteur utile d=37 cm ; soumise à la flexion simple sollicitée par un moment max:

$$M_{tmax} = 45.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax} = -64.79 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 86.42 \text{ KN.m}$$

## - Sur appuis

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{64.79 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \times 14.17} = 0.148 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\Rightarrow \varepsilon = 10\%$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.148}) = 0.20$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.32(1 - 0.4 \times 0.20) = 0.29$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{64.79 \times 10^{-3}}{0.29 \times 348} = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.159 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } A_s = 6HA 12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

## - Sur travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{45.96 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32^2 \times 14.17} = 0.105 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\Rightarrow \varepsilon = 10\%$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.105}) = 0.14$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.32(1 - 0.4 \times 0.20) = 0.302$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{45.96 \times 10^{-3}}{0.29 \times 348} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.159 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } A_s = 6HA 12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

## • Vérification des contraintes

Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne  $\sigma_s$  (acier). Lorsque les contraintes de la compression du béton et de traction des armatures sont vérifiées ; le calcul des armatures à l'E.L. S n'est pas nécessaire.

On utilisé logicielle EXPERT

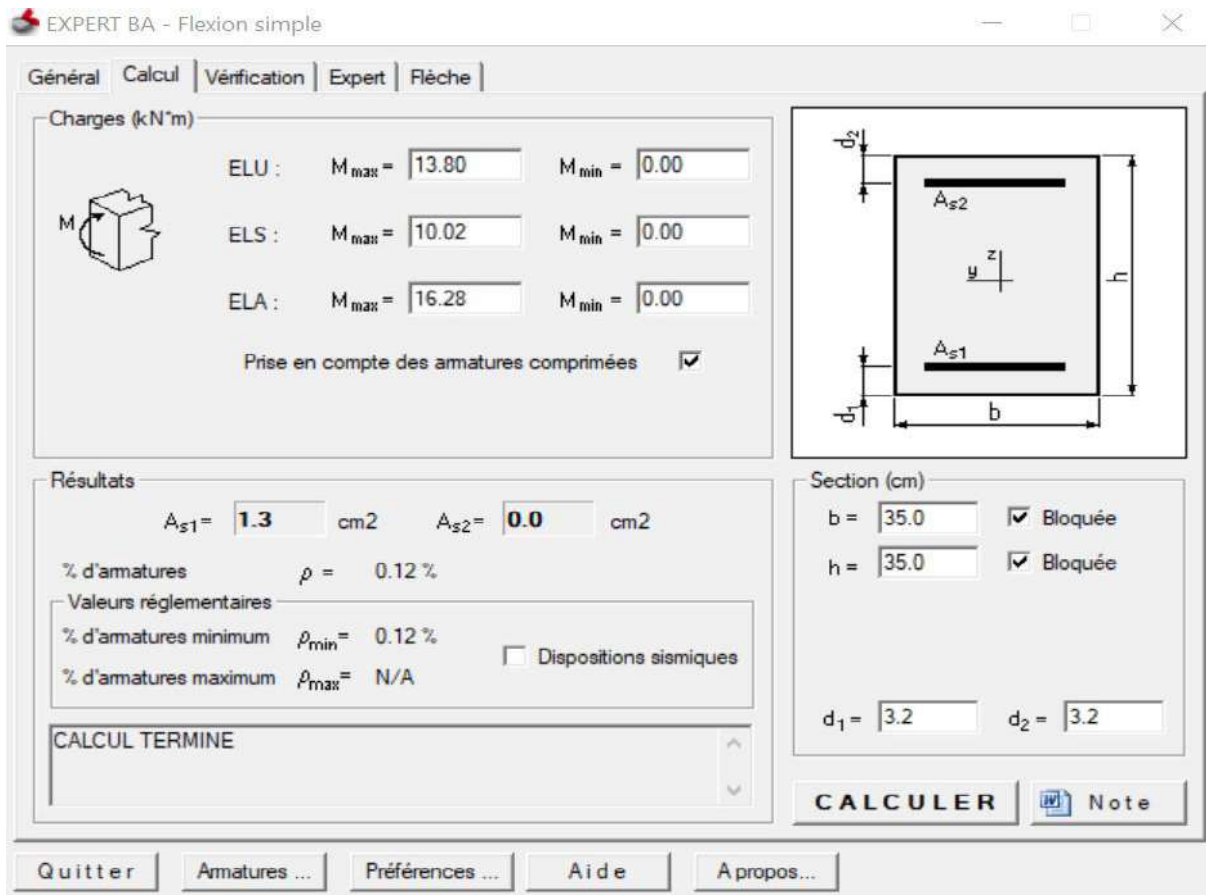


Figure IV.10. Ferrailage des poutres (30×35) a logiciel EXPERT 2010 (Travée).

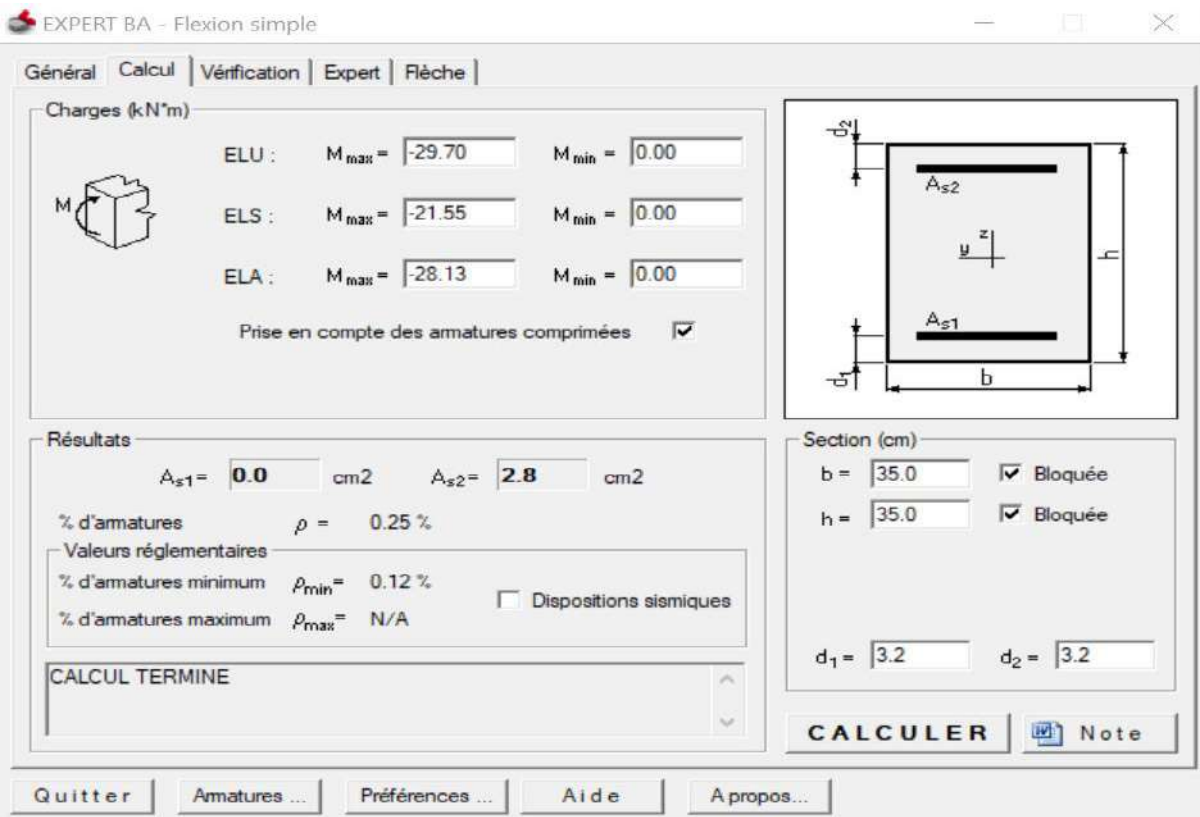


Figure IV.11. Ferrailage des poutres (30×35) a logiciel EXPERT 2010 (appui)

|        |        | A <sub>cal</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sup>BA</sup> <sub>EL min</sub> | A <sup>RPA</sup> <sub>min</sub> | A <sub>max</sub> | A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|--------|--------|--|-----------------------------------|---------------------------------|------------------|---------------------------------------|
| Poutre | Travée | 4.5                                    | 1.159                             | 6.125                           | 6.125            | 6HA12=6.79                            |
|        | Appuis | 6.4                                    | 1.159                             | 6.125                           | 6.125            | 6HA12= 6.79                           |

Tableau IV.09. Ferrailage longitudinal des poutres

- Calcul de l'espacement maximal :

$$S_t \leq \min[0.9 \times d ; 40]$$

$$S_t = \min[0.9 \times 32 ; 40] = 28 \text{ cm}$$

- Contrainte de non fragilité : selon BAEL91

$$A_{min}(BAEL) = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.159 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(RPA) = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte tangentielle du béton :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 86.42 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{86.42 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \times \frac{f_{28}}{\delta_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = \min\left\{0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right\} = \min\{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

La fissuration est peu préjudiciable.

- **Des armatures transversal :**

$$\frac{A_t}{b.S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

K=1 (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$  ( $\alpha$ : L'inclination des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.90 - 0.3 \times 1 \times 2.1}{0.9(1 - 0)} \cdot 30 \cdot \frac{1.15}{235} = 0.044 \text{ cm}^2/\text{cm} \% \text{ minimal}$$

- **Pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b.S_t} \cdot f_{et} > 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0.4 \times 30}{235} = 0.05 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max[0.044; 0.05] = 0.05 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

S<sub>t</sub>: l'espacement minimal

**Selon la règle de RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)**

L'espacement maximum entre les armatures transversale et détermine somme suit:

■ **dans la zone nodale** et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires minimum de

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right) \rightarrow S_t \leq \min(8.75; 14.4; 30)$$

donc on prend S<sub>t</sub>=10 cm

La distance h' préconisée par (RPA99 version 2003) est donne par la formule suivante

$$L' = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

■ **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \quad S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5$$

On prendre S<sub>t</sub>=20 cm

La quantité d'armatures transversale minimales est donnée par

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 30 \text{ (selon RPA99)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.051 \text{ cm}^2/\text{cm} \Rightarrow A_t = 0.05 \times 20 = 1.02$$

$$A_t = \max(2.1 : 1.02) \text{ cm}^2$$

On prend  $A_t = 2.1 \text{ cm}^2$

- **Diamètre des armatures transversales**

D'une part,

$$\phi \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{350}{35} = 10 \text{ mm} \\ \phi_{l \min} = 12 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

Prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\varnothing 8 : 4 \times A_t = 4 \times 0.503 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 cader + 1 étrier  $\varnothing 8$

**Poteaux :**

| Poteaux | combinaison | M <sub>inf</sub><br>(KN/m) | M <sub>sup</sub><br>(KN/m) | N <sub>inf</sub><br>(KN) | N <sub>sup</sub><br>(KN) | T <sub>max</sub><br>(KN) |
|---------|-------------|----------------------------|----------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| N7      | G+Q 1.2E    | 16.13                      | 47.02                      | 589.55                   | 596.31                   | 3.62                     |
|         | 0.8G+ E     | 12.79                      | 53.76                      | 404.99                   | 410.40                   | 35.91                    |
|         | 1.35G+1.5Q  | 9.79                       | 14.16                      | 723.65                   | 732.77                   | 2.68                     |
|         | G+Q         | 7.09                       | 10.24                      | 526.48                   | 533.24                   | 1.93                     |

**Tableau IV.10 : Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT(poteaux) :**

La section transversale choisie est (30x30). Le calcul présenté est fait pour un poteau prototype ; en tenant en considération le cas le plus défavorable de sollicitations exercées au poteau choisi au calcul.

Les tableaux ci-dessus présentent l'illustration des résultats obtenus par le logiciel ROBOT

$$M_Q = 0.151 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.71 \text{ KN.m}$$

• **Exemple de calcul**

$$e_1 = e_1 = \frac{M}{N} = \frac{16.13 \times 10^2}{589.55} = 2.73 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section (b.h) et (N) est un effort de compression. La section est partiellement comprimée si la formule suivante est remplie :

$$N(d - c') - M_A \leq (0.337 h - 0.81c') b \cdot h \cdot f_{bc}$$

On prend :  $c' = c = 3 \text{ cm}$

$$M_A = M + N \left( \frac{h}{2} - c \right) = 16.13 + 589.55 (0.015 - 0.03) = 86.87 \text{ KN.m}$$

$$589.55(0.32 - 0.03) - 86.87 \leq (0.337 \times 0.3 - 0.81 \times 0.03) 0,3 \times 0,3 \times 21,74 \times 10^3$$

$$84.09 \leq 150.27 \dots \text{C.V}$$

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{2.142}{0.3} = 7.14$$

$$\frac{20 \times e_1}{h} = \frac{20 \times 2.73}{30} = 1.82$$

$$\frac{L_f}{h} = 7.14 \leq \max \left\{ 15 ; \frac{20 \times e_1}{h} \right\} = 15 \dots \text{C.V}$$

Donc, le calcul est comme suit :

$$M_G = N \cdot e_T = N \cdot (e_1 + e_a + e_2) =$$

Selon les règles BAEL,

$e_1$  : excentricité due à la résultante des contraintes normales (verticales).

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$e_2$  : excentricité de deuxième ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_G} = \frac{0.71}{0.71 + 0.151} = 0.82$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3L_f^3}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 \times 2.142^3}{10^4 \times 0.3} (2 + 0.82 \times 2) = 0.035 \text{ m} = 3.5 \text{ cm}$$

$$e_T = 2.73 + 2.00 + 3.5 = 8.23 \text{ cm}$$

$$M_G = N \cdot e_T = 589.55 \times 8.23 = 48.52 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 86.87 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{86.87 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27^2 \times 14.17} = 0.28 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\Rightarrow \varepsilon = 10\%$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.28}) = 0.42$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.42) = 0.224$$

- **Armatures tendues en flexion simple :**

$$A_l = \frac{M_A}{Z \times \sigma_s} = \frac{86.87 \times 10}{0.29 \times 348} = 8.60 \text{ cm}^2$$

- **Armatures en flexion composée :**

$$A = A_l - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 8.60 - \frac{589.55}{100 \times 348} = 8.59 \text{ cm}$$

On adopte  $A = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$  (par symétrie)

• **Verification :**

- **Condition de non fragilité :** selon BAEL91

$$e = 0.3 \text{ à L'ELS}$$

$$A_{min}(BAEL) = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e - 0.45 \times d}{e - 0.185 \times d} < A$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{2.73 - 0.45 \times 27}{2.73 - 0.185 \times 27} = 4.067 \text{ cm}^2 < 9.24 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte tangentielle du béton :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 35.91 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{35.91 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \times \frac{f_{28}}{\delta_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = \min\left\{0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right\} = \min\{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

La fissuration est peu préjudiciable.

- **Des armatures transversal :**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Dans le cas de flexion composée avec armatures droites :

$$N_u(\text{coresp}) = 339.763 \text{ KN}$$

$$K = 1 + \frac{3 N_u}{B \cdot f_{c28}} = 1 + \frac{3(339.763 \times 10^{-3})}{0.09 \times 25} = 1.45$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (} \alpha \text{ : L'inclination des aciers transversales)} \alpha = 90^\circ \text{ (} \alpha \text{ : L'inclination des aciers transversales)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.44 - 0.3 \times 1.45 \times 2.1}{0.9(1 - 0)} \cdot 30 \cdot \frac{1.15}{235} = -0.077 \text{ cm}^2/\text{cm} \% \text{ minimal}$$

- **Pourcentage minimal**  $\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_{et} > 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0.4 \times 30}{235} = 0.051 \text{ cm}^2/\text{cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max[-0.077; 0.051] = 0.051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$S_t$ : l'espacement minimal

• **Calcul de l'espacement maximal :**

$$S_t \leq \text{mim}[0.9 \times d; 40]$$

$$S_t = \text{mim}[0.9 \times 27; 40] = 24.3 \text{ cm}$$

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

**Selon la règle de RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)**

L'espacement maximum entre les armatures transversale et détermine somme suit:

■ **dans la zone nodale** et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires minimum de  
 $S_t \leq \min(10\phi; 15) \rightarrow S_t \leq \min(12; 15)$

donc on prend :  $S_t = 10$  cm

■ **Dans la zone courante :**

$$S_t S_c \leq 15\phi = 18$$

On prendre  $S_t = 15$  cm

La section d'armatures transversales :  $A_t = S_t \cdot 0.051 = 15 \cdot 0.051 = 1.02$  cm<sup>2</sup>

- De point de vue RPA99 (Art-7.4.2.2),

$\lambda_g$  : Élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.142}{0.3} = 7.14 > 5$$

Donc, la quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} = 0,3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max\{A_{tBAEL}; A_{tRPA}\} = \max\{1.02, 1.35\} = 1.35 \text{ cm}^2$$

**On adopte:  $A_t = 4HA8 = 2.01$  cm<sup>2</sup>**

• **Vérification à ELS :**

D'après les règles BAEL91, on doit vérifier la contrainte du béton de la section soumise à la compression qui ne doit pas dépasser  $\overline{\sigma}_{bc} = 15$  MPa, en utilisant la combinaison (G+Q+1.2E)

$N = 589.55$  KN.m

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{100 \cdot B + 15 \cdot A} = \frac{589.55 \times 10^{-3}}{100 \times 0.09 + 15 \times 8.59 \times 10^{-4}} = 0.065 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

Donc la section adoptée est retenue. Et comme la fissuration est peu préjudiciable, il est inutile de vérifier  $\sigma_s$

# **Chapitre V**

## **Calcul de l'infrastructure**

**V.1 :Etude des fondations :**

La partie sol-fondation constitue avec les éléments de contreventements un ensemble dont la résistance est une condition intrinsèque pour qu'une construction puisse tenir debout après un séisme. En effet même si les éléments de la super structure sont bien calculés au séisme, nous pouvons assister à la ruine de la structure si l'ensemble sol fondation est mal choisi ou mal calculé.

La fondation reprend les efforts transmis par les éléments de contreventement au sol. Celui-ci conditionne le type de fondation à choisir ainsi que son ancrage.

**V.1.1 :Capacité portante**

estimation de la capacité portante du sol sera déterminée à travers les résultats des essais de des semelles superficielles. laboratoire. d'où les constructions seront fondées sur l'appréciation du taux de travail pour ce type de fondation, est donnée par la formule de Terzagui:

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{1}{3} \left[ \left(1 - 0.2 \frac{B}{A}\right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + \left(1 + 0.2 \frac{B}{A}\right) c N_c \right]$$

$\gamma$  : Densité du sol

D: Ancrage des semelles

B et A: Dimensions de la semelle

C: Cohésion

$N_\gamma, N_q, N_c$  : Facteurs de portance dépendant de  $\phi$

- **Pour une semelle carrée**

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{1}{3} [0.4 \gamma B N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + 1.2 c N_c]$$

Avec,

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$C_u = 0.20 \text{ bar}$$

$$\phi_u = 20^\circ \Rightarrow N_\gamma = 4.97, \quad N_q = 6.40, \quad N_c = 14.8$$

D: Ancrage

B: largeur de la semelle (1,5 m) proposée

La contrainte admissible du sol donnée en bars est la suivante:

D (m)       $q_{adm}$  (bars)

1.50      2.1

2.0      2.4

- **Pré dimensionnement semelle (D-3)**

$$\text{Condition : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{30}{30} = 1 \Rightarrow A = B$$

si on suppose une valeur préliminaire :  $A = B = 2.5 \text{ m}$ , on va, en suite, vérifier cette dimension. Qui nous donne  $\sigma_{sol} = q_{adm} = 2.24 \text{ bars}$

- **Vérification des dimensions proposées**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{A \cdot B} \Rightarrow A \cdot B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$A=B \geq \sqrt{\frac{N_u}{A \cdot B}} = \sqrt{\frac{526.48}{22.4}} = 1.53 \text{ m}$$

On adopte,  $A=B=2 \text{ m}$

$$d_a \geq \frac{B-b}{4} = 0.42 \text{ m, on prend } d_a = 0.45 \text{ m}$$

D'ou

$$d_b \leq A-a = 1.7\text{m}$$

$$\text{Donc, } d_p = d_a + 1\text{cm} = 46\text{ cm}$$

$$\text{Avec un enrobage : } C = 3\text{ cm} \Rightarrow h_t = d_p + C = 49\text{ cm}$$

$$\text{Si on choisit un type de semelle à glacis, on prend } h_1 = \frac{h_t}{2} = 24.5\text{ cm}$$

- **Stabilité au renversement Combinaison (0.8G+E)**

$$N = 404.99\text{ KN}$$

$$M = 12.79\text{ KN.m}$$

Selon RPA99, il exige que  $e \leq \frac{B}{4}$

$$N_{\text{tot}} = N + 0.8(N_{\text{semelle}} + N_{\text{sol}})$$

Poids du sol

$$V_{\text{tot}} = (h_t - h_1) \left[ \left( \frac{A+a}{2} \times \frac{B-b}{2} \right) + \left( \frac{A-a}{2} \times \frac{B+b}{2} \right) \right] = 0.420\text{m}^3$$

$$P_{\text{sol}} = \gamma_{\text{sol}} [V_t + (D - h_t)(A \cdot B - a \cdot b)] = 78.64\text{ KN}$$

Poids semelle

$$P_{\text{semelle}} = \gamma_b [(A \cdot B \cdot h_t) - V_t + (D - h_t) \cdot a \cdot b] = 29.36\text{ KN}$$

$$N_{\text{tot}} = N + 0.8(N_{\text{semelle}} + N_{\text{sol}}) = 404.99 + 0.8(29.36 + 78.64) = 491.39\text{ KN}$$

$$\text{Alors, } e = \frac{M}{N} = \frac{12.79}{404.99} = 0.032 \leq \frac{B}{4} = 0.5 \dots \dots \text{CV}$$

La semelle est stable

- **Vérification de la contrainte du sol (Combinaison : G+Q+1.2E)**

$$N = 589.55\text{ KN}$$

$$M = 16.13\text{ KN.m}$$

$$N_{\text{rot}} = N + N_{\text{semelle}} + N_{\text{sol}} = 589.55 + 29.36 + 78.64 = 697.55\text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{16.13}{589.55} = 0.027 \leq \frac{B}{6} = \frac{2.5}{6} = 0.33 \dots \dots \text{CN}$$

Alors, l'effort normal tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \cdot B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{589.55}{2 \times 2} \left( 1 + \frac{6 \times 0.027}{2} \right) = 159.33\text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A \cdot B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{589.55}{2 \times 2} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0.027}{2} \right) = 135.45\text{ KN/m}^2$$

Par conséquent, la contrainte du sol est sous forme de trapèze.

- **Contrainte moyenne**

$$\sigma_{\text{sol}} = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 159.33 + 135.45}{4} = 153.36\text{ KN/m}^2$$

- **Vérification**

$$\sigma_{\text{sol}} \leq 1.5 \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow 1.53\text{ bar} \geq 1.5 \times 2.24 = 3.36\text{ bar} \dots \text{CV}$$

### V.1. Ferrailage (Combinaison : 1,35G+ 1,5Q)

$$N_u = 723.65\text{ KN}$$

$$M = 9.79\text{ KN.m}$$

En tenant compte du poids propre du sol et de semelle.

$$N_{\text{rot}} = 723.65 + 1.35(29.36 + 78.64) = 869.45\text{ KN}$$

$$e = \frac{M_u}{N_{u\text{tot}}} = \frac{9.79}{869.45} = 0.011 < \frac{B}{24} = 0.083m$$

En conséquence, la semelle est entièrement comprimée.

$$A_b = \frac{N'(B-b)}{8d_b\sigma_s}, A_a = \frac{N'(A-a)}{8d_a\sigma_s} \text{ D'ou.}$$

$$N' = N_{u\text{tot}} \left(1 + \frac{3e}{B}\right) = 883.796 \text{ KN}$$

$$A_b = \frac{883.796 \times (200 - 30) \cdot 10}{8 \times 46 \times 348} = 11.73 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{883.796 \times (200 - 30) \cdot 10}{8 \times 45 \times 348} = 11.99 \text{ cm}^2$$

Comme la fissuration est préjudiciable, on va donc majorer la section d'armatures par 10% selon les règles BAEL91

$$A_p = 11.73 \times 1,10 = 12.903 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 11.99 \times 1,10 = 13.189 \text{ cm}^2$$

**On adopte** comme ferrailage final:

$$A_a = 10 \text{ HA14} = 15.4 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 10 \text{ HA14} = 15.4 \text{ cm}^2$$

- **Longueur des barres et leurs mode d'ancrage**

Pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'ancrage, on calcule la longueur de scellement:

$$l_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_e}{0.6 \cdot \psi_s^2} = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\psi_s = 1,6 \text{ ..... Barres HA}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$l_s = \frac{1.2}{4} = \frac{400}{0.6 \cdot 1,6^2 \cdot 2,1} = 37.20 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4} \Rightarrow \frac{200}{8} \leq l_s \leq \frac{200}{4} \Rightarrow 25 \leq 37.20 \leq 50 \text{ cm ... ..... CV}$$

Finalement, les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets

## V.2. Longrine

### • Introduction

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc. tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

### • Prédimensionnement

Pour un sol de fondation de catégorie (S2), les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont (25x30) cm selon R.P.A 99/V2003(Art10.1.1).

On adopte: (b x h) =(30 x 35) m<sup>2</sup>

### • Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force «F»

égale à:  $F = \frac{N}{a} \geq 20 \text{KN}$

N: Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

a: Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas:  $a = 15$  (Zone IIa ; Site S2) R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

### • Ferrailage

#### - Etat limite ultime

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

On a:  $N_u = 723.65 \text{ KN}$

$$F = \frac{N_u}{a}$$

$$\text{Alors } A_u \geq \frac{723.65 \times 10}{15 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A = 1.38 \text{ cm}^2$

#### - Condition de non fragilité

$$A \geq \frac{B \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{30 \times 35 \times 2.1}{400} = 5.513 \text{ cm}^2$$

#### - Etat limite de service

La fissuration est considérée comme préjudiciable:

$$\sigma_s = \inf \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \approx 202 \text{ MPA}$$

Avec,  $N_{ser} = 526.48 \text{ KN}$

$$A_{ser} = \frac{526.48 \times 10}{15 \times 202} = 1.73 \text{ cm}^2$$

#### - Section minimale donnée par le R.P.A 99

$$A_r \geq 0.6\% \cdot B = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A = \max \{ A_u, A_s, A_r \} = 6.3 \text{ cm}^2 = 6T12$

#### - Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte:  $\phi_t = 6\text{mm}$

- **Espacement**

$S_t \leq \min \{20\text{cm}; 15\phi_t\} = \{20\text{cm}; 18\}$  ;

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

**Remarque:** le ferrailage des longrines est représenté à l'annexe du ferrailage des éléments de la structure.

# Conclusion général

### Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

L'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence. Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduits à se documenter, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ROBOT que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet. Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

# **Bibliographie**

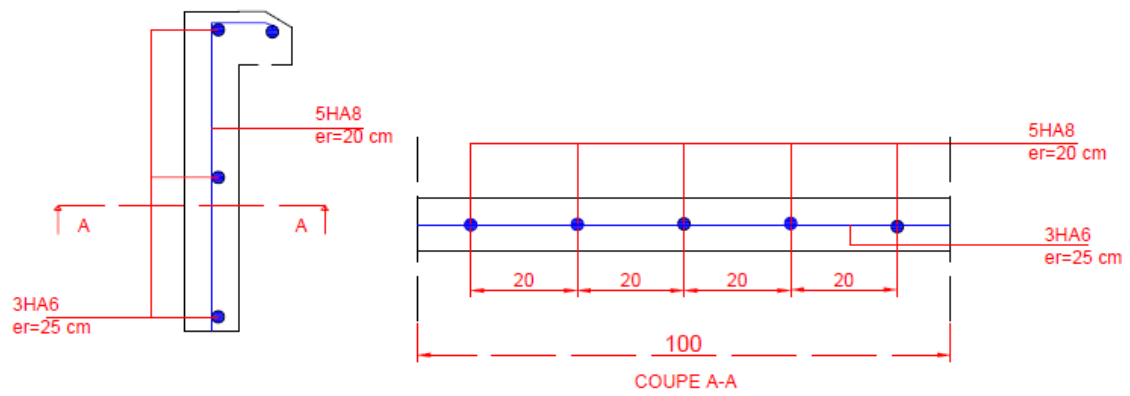
## **Bibliographies**

1. Règle parasismique algérienne RPA99version .2003
2. Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
4. Document technique réglementaire (DTR B. C .2.2).
5. Cours Béton armé – structure

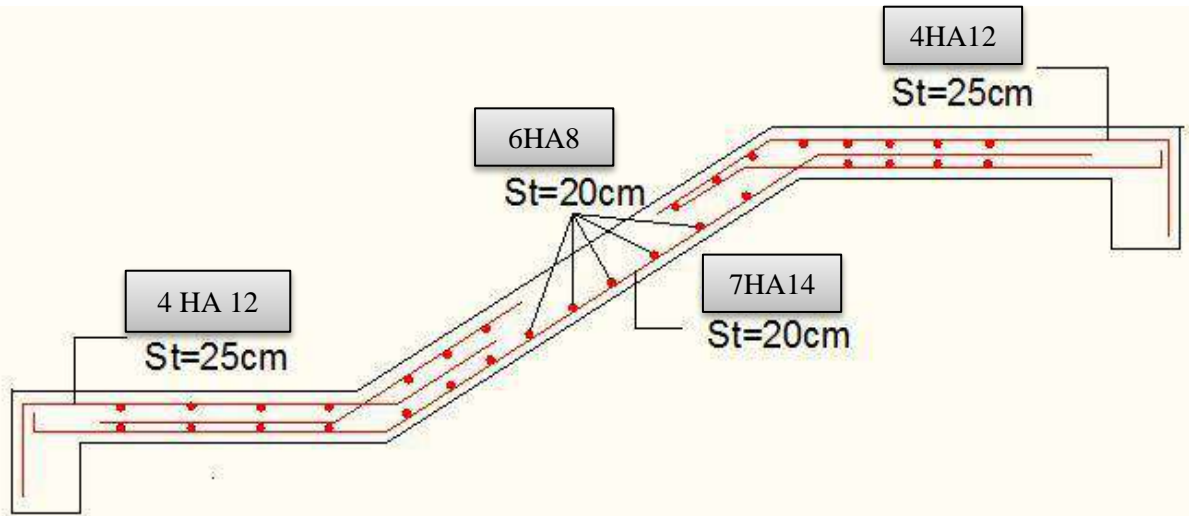
### **Logiciels utilises :**

1. AutoCAD 2017 (Dessin et conception)
2. RDM6 (Calcul des sollicitation)
3. ROBOT V14 (modélisation en 3D de la structure)
4. Expert (Calcul du ferrailage et vérification)
5. Microsoft Office Word 2021 (Traitement du texte)

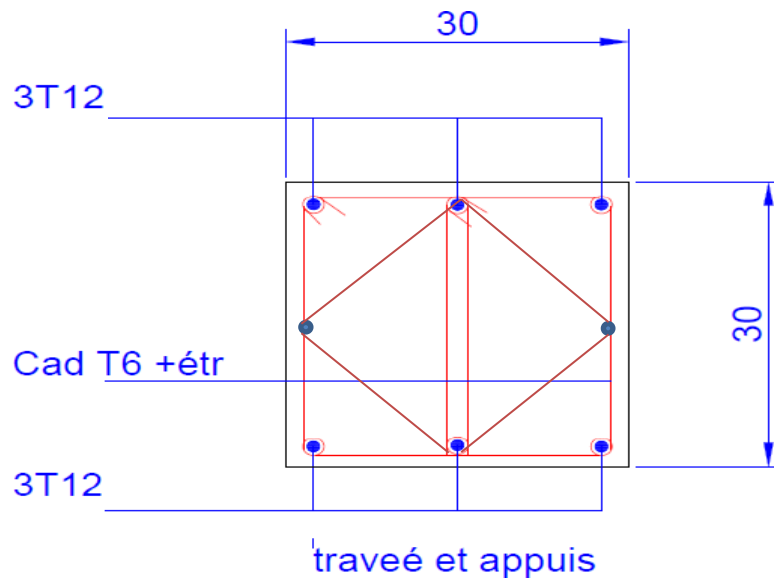
# **Annexe**



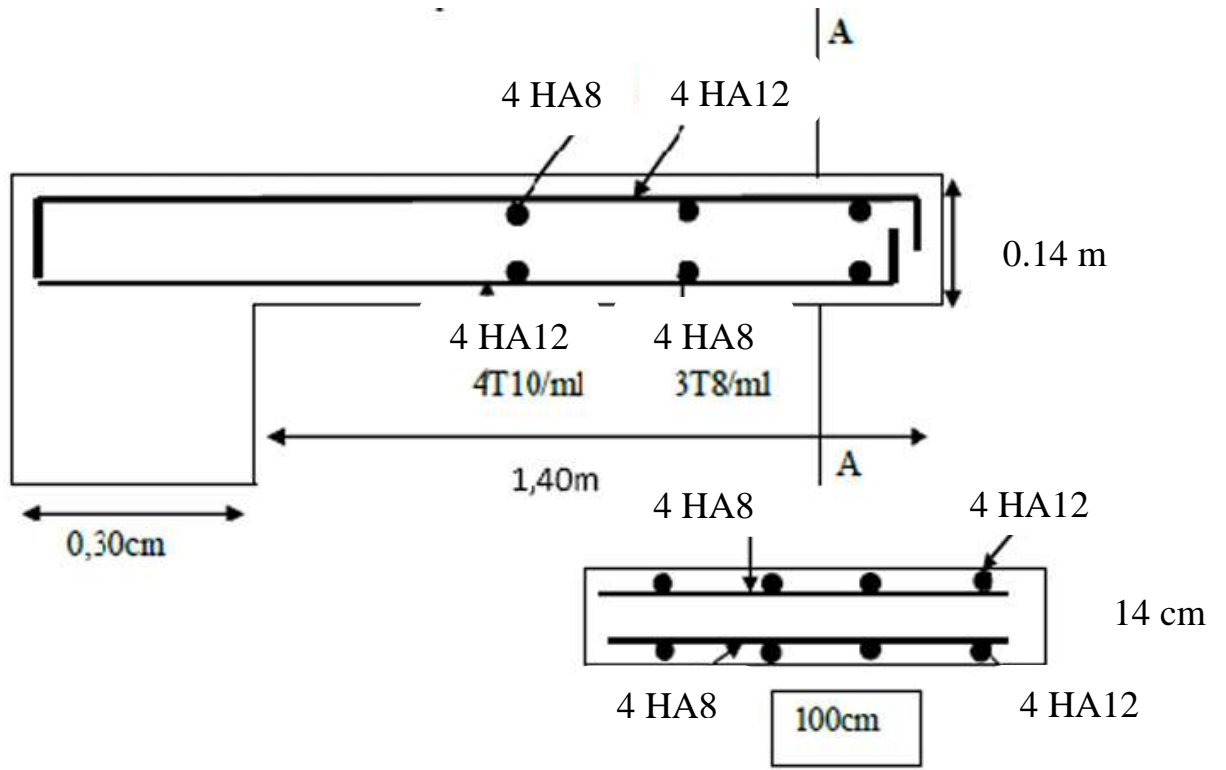
**Annexe 01 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.**



**Annexe 02:** Schéma Ferrailage des escaliers.

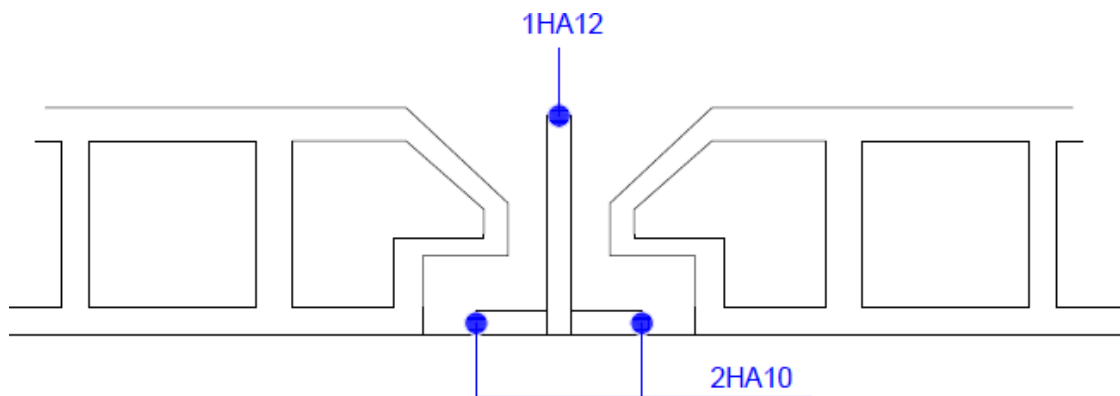


**Annexe 03:** Schéma Ferrailage de poutre palière.

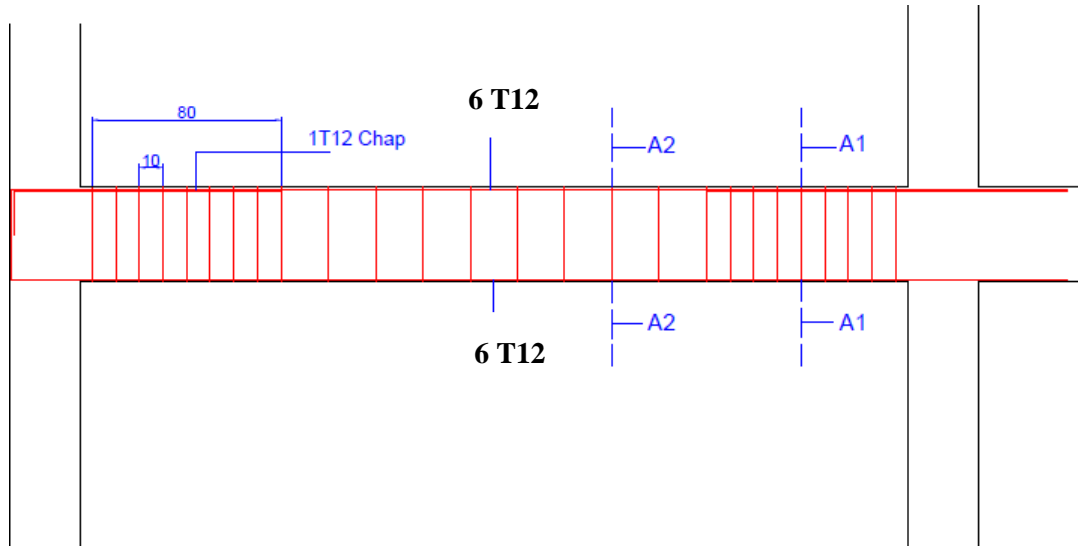


« Coupe AA »

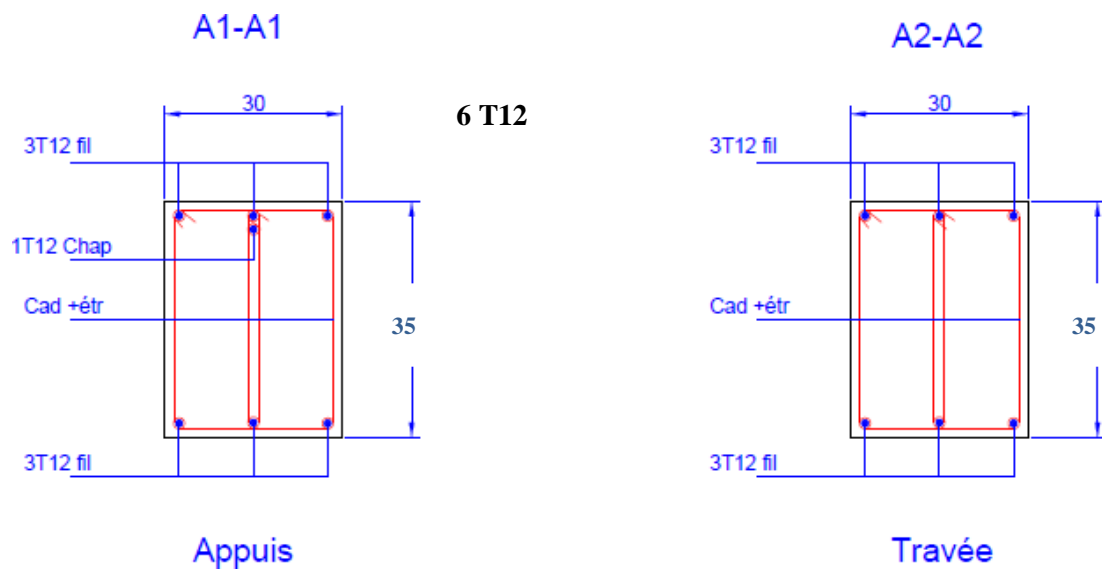
Annexe 04 : schéma de ferrailage du balcon



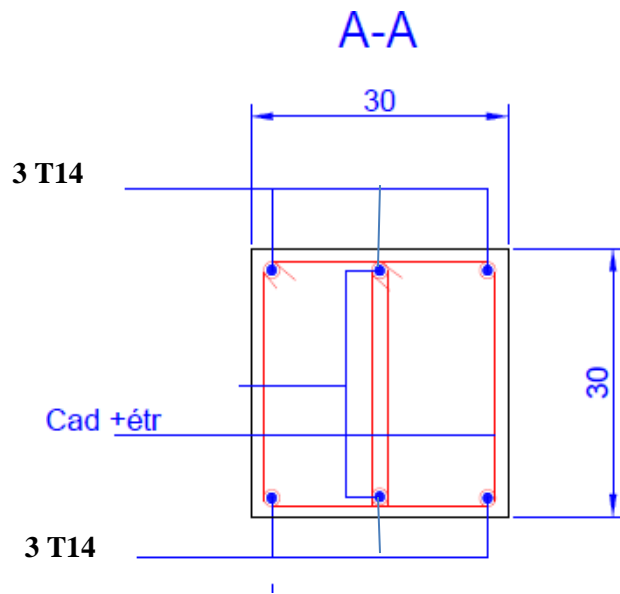
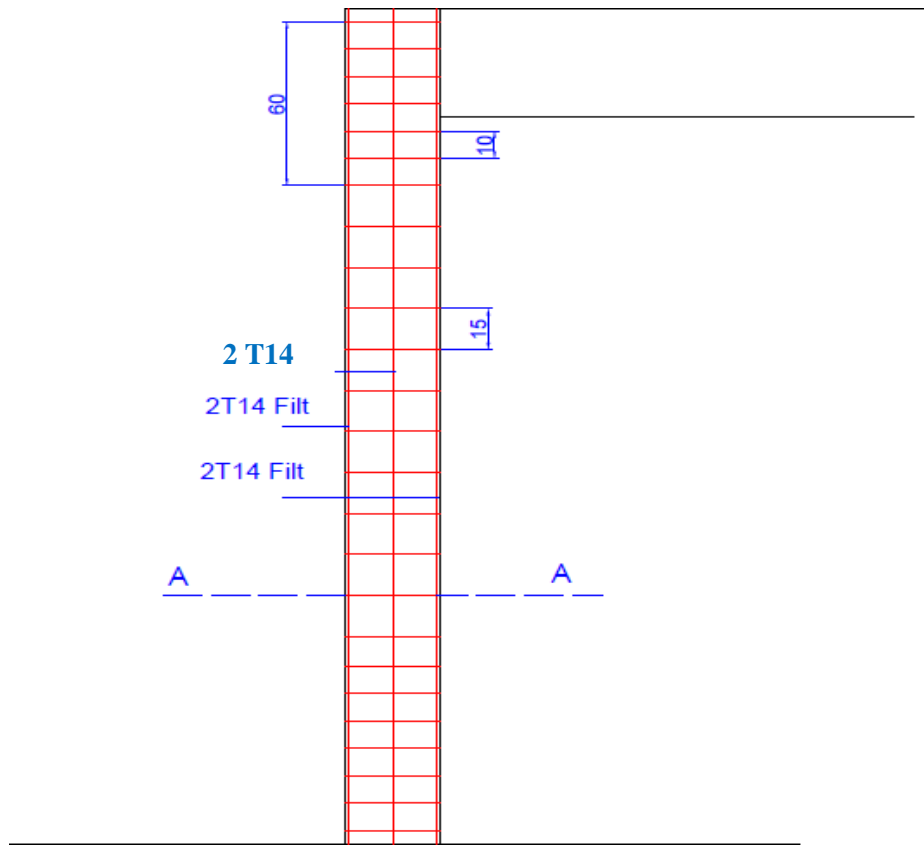
**Annexe 05:** Schéma de ferrailage des poutrelles.



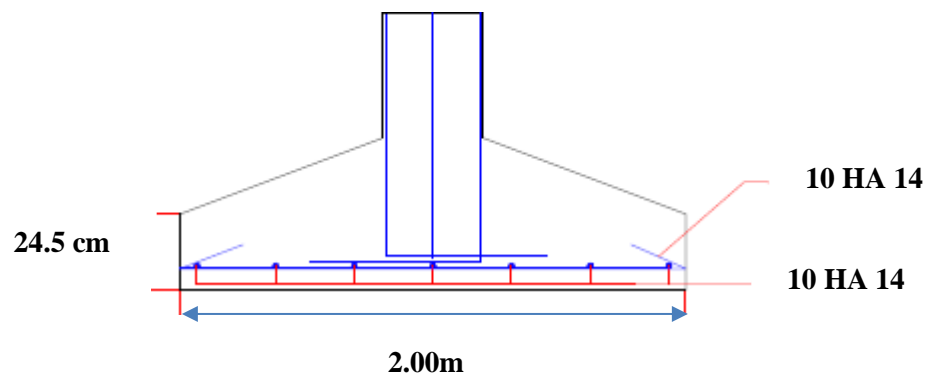
**Annexe 06:** Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires du RDC et des étages coupe (A-A).



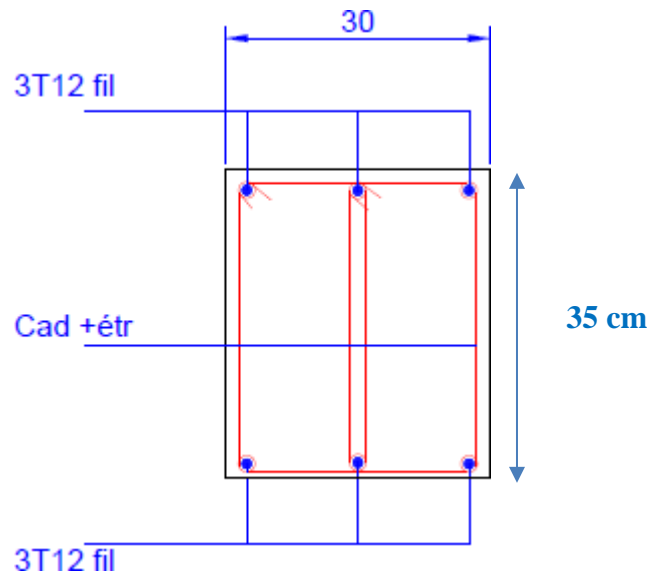
**Annexe 07 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires du RDC et des étages.**



Annexe 08 : Schéma de ferrailage de poteaux.



**Annexe 09 : Schéma de ferrailage de la semelle.**



**Annexe 10 : Schéma de ferrailage de longrine.**