



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil

N° d'ordre : M2 /GC /2022

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil  
Option : Structures

### THÈME :

**Etude d'un bâtiment en béton armé RDC+9  
Coffrage tunnel plus une étude technico  
commercial**

Présenté par :

BELGOUMIDI Abderezak  
AIT AMIRAT Mouffek

Soutenu le 14/09/2022 devant le jury composé de :

Président : Mr. BELHOUARI Fethi

Examineur : Mr. BAHAR Sadek

Encadrant : Mr. SADKI Nizar

Année Universitaire : 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

The image features a highly stylized, black-and-white calligraphic design. The central focus is the Basmala (Bismillah) in Arabic script, written in a bold, cursive style. The text is arranged in a curved path that starts at the top left and ends at the bottom right. The letters are thick and black, with some characters having elongated, sweeping tails. Surrounding the main text are various decorative elements: small, thin lines and dots that appear to be part of the calligraphic structure, and three solid black squares. Two squares are located on the left side, one above the other, and one square is on the right side, positioned lower than the others. The entire composition is set against a plain white background within a thin black rectangular border.

## REMERCIEMENTS

Nous tenons en premier lieu à remercier Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la patience durant toutes ces années.

Nous remercions notre encadrant **Mr.SADKI Nizar** d'avoir accepté de nous guider durant la période de notre travail.

Nous adressons nos respectueux remerciements à tous les membres du jury. Et aussi nous tenons également à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants de Génie civil qui ont contribué à notre formation.

Enfin nous remercions toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail dans des meilleures conditions.

## **DEDICAS**

Je dédie ce travail à mes très chers parents qui ont toujours été à mes côtés pour me soutenir et me donner le courage pour continuer à progresser dans mes études.

**A toute ma famille « BELGOUMIDI et ZOUDJI »**

**A mon cher binôme Mr. AIT AMIRAT Mouffek.**

**A nos profs spécialement Mr. SADKI Nizar et Mr. BAHAR Sadek**

**A Mr. HAMAMI fethi.**

**A mes amis spécialement AYAD Mohamed Cherif, GHELMASSI Mohamed**

**Kamel et BELKHIR Said**

Qui ont partagé avec moi l'honneur de la réalisation de ce travail.

**A tous mes amis et collègues de la promotion 2021-2022 et à toutes personnes ceux qui nous ont aidés.**

***BELGOUMIDI ABDEREZAK***

Je dédie ce travail à mes très chers parents qui ont toujours été à mes côtés pour me soutenir et me donner le courage pour continuer à progresser dans mes études.

**A tout les personnes qui m'aiment, qui m'aident et que me estime.**

***AIT AMIRAT MOUFFEK***

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation, est constitué de rez-de-chaussée plus neuf étages,

La structure est implanté dans la wilaya de MOSTAGANE, classée comme une zone de moyenne sismicité b (zone IIa) selon le Règlement Parasismique Algérien99 version 2003.

Le but de l'étude est d'atteindre la stabilité et la durabilité de la structure, passé par plusieurs étapes : commencez par le calcul de pré dimensionnement et descente de charge jusqu' aux les fondations.

Nous utilisons le logiciel de (**ROBOT**) version étudiant pour connaitre les sollicitations, le reste de calcul a été effectuée manuellement, selon les réglementations le DTR C2.2, RNV99, BAEL91 et le RPA99v2003.

**Mots-clés** : Bâtiment système coffrage tunnel, séisme, modélisation, béton armé, ferrailage, étude technico commercial

## **Abstract**

This project presents a detailed study of a residential building, consists of ground floor plus seven floors,

The structure is located in the wilaya of MOSTAGENEM, classified as a zone of average seismicity (zone IIa) according to the Algerian Parasismic Regulation99 version 2003.

The aim of the study is to reach the stability and durability of the structure, going through several stages: start with the calculation of pre-dimensioning and lowering of the load up to the foundations.

We use the software of ROBOT to know the solicitations; the rest of computation was carried out manually, according to the regulations DTR C2.2, RNV99, BAEL91 and the RPA99v2003.

**Keywords** : Building system tunnel formwork, earthquake, modelling, reinforced concrete, reinforcement, technical and commercial study.

## ملخص

يعرض هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتألف هذا المبنى من طابق ارضي زائد تسع طوابق علوية.

يقع المبنى في ولاية مستغانم و هي منطقة تصنف ضمن المناطق المتوسطة زلزاليا وفقا لقوانين الزلازل الجزائرية

. RPA 2003

الهدف من هذه الدراسة هو تحقيق الاستقرار و الديمومة للمبنى , و تمت هذه الدراسة عبر مراحل: انطلاقا من حساب الأبعاد الأولية و التوزيع الكتلي إلى حساب الأساسات .

لمعرفة العزم و قوى القص اعتمدنا على برنامج

ROBOT

اما باقي الحساب فقد تم يدويا وفق انظمة

DTR C2.2, RNV99, BAEL91 و le RPA99v2003

# Liste des abréviations et symboles

|                        |  |
|------------------------|--|
| <b>A</b>               | Coefficient d'accélération de zone, Aire d'une section.                      |
| <b>A<sub>n</sub></b>   | Coefficient de minoration.   |
| <b>B</b>               | Facteur de comportement de la structure, aire d'une section de béton.        |
| <b>BAEL</b>            | Béton armé à l'état limite.  |
| <b>Br</b>              | Section réduite du béton.  |
| <b>C</b>               | Centre de flexion, Amortissement.  |
| <b>C<sub>d</sub></b>   | Coefficient de pression dynamique.   |
| <b>C<sub>pe</sub></b>  | Coefficient de pression extérieur.   |
| <b>C<sub>pi</sub></b>  | Coefficient de pression intérieur.   |
| <b>C<sub>frj</sub></b> | Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».                     |
| <b>D</b>               | Facteur d'amplification dynamique moyen.                                     |
| <b>D<sub>i</sub></b>   | Facteur d'amplification dynamique.   |
| <b>E</b>               | Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).                         |
| <b>E<sub>ij</sub></b>  | Module de déformation instantanée du béton.                                  |
| <b>E<sub>vj</sub></b>  | Module de déformation différée du béton.                                     |
| <b>E<sub>s</sub></b>   | Module d'élasticité de l'acier.  |
| <b>ELS</b>             | Etat limite de service.  |
| <b>ELU</b>             | Etat limite ultime.  |
| <b>e</b>               | Epaisseur, excentricité  |
| <b>FP</b>              | Fissuration préjudiciable.   |
| <b>FPN</b>             | Fissuration peu nuisible.  |
| <b>FTP</b>             | Fissuration très préjudiciables.   |
| <b>G</b>               | Charge permanente, module d'élasticité transversale, Module de cisaillement. |
| <b>G<sub>0</sub></b>   | Module initial de cisaillement.  |
| <b>g</b>               | Largeur de la marche.  |
| <b>H</b>               | Hauteur totale du bâtiment.  |
| <b>I</b>               | Moment d'inertie.  |
| <b>I<sub>e</sub></b>   | Inertie équivalente.   |
| <b>i</b>               | Inertie du linteau.  |
| <b>I<sub>l</sub></b>   | Inertie des voiles longitudinaux.  |
| <b>I<sub>t</sub></b>   | Inertie des voiles transversaux.   |
| <b>j<sub>0</sub></b>   | Inertie polaire.   |

|                       |  |
|-----------------------|--|
| <b>K</b>              | Rigidité.  |
| <b>K<sub>s</sub></b>  | Coefficient du site.   |
| <b>L</b>              | Portée.  |
| <b>M</b>              | Moment, masse.   |
| <b>M<sub>t</sub></b>  | Moment en travée de la poutre considérée.  |
| <b>M<sub>ap</sub></b> | Moment sur appuis.   |
| <b>M<sub>u</sub></b>  | Moment ultime.   |
| <b>N<sub>G</sub></b>  | Effort normal développé par les charges permanentes.                             |
| <b>N<sub>Q</sub></b>  | Effort normal développé par les charges d'exploitation.                          |
| <b>N<sub>u</sub></b>  | Effort normal ultime.  |
| <b>n</b>              | Nombre de niveaux.   |
| <b>P, W</b>           | Poids  |
| <b>Q</b>              | Charge d'exploitation, facteur de qualité.                                       |
| <b>q</b>              | Densité de charge répartie.  |
| <b>R</b>              | Réaction.  |
| <b>RPA</b>            | Règlement parasismique Algérien.   |
| <b>S</b>              | Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.                 |
| <b>S<sub>t</sub></b>  | Espacement entre armatures.  |
| <b>SSI</b>            | Interaction Sol-Structure  |
| <b>T</b>              | Effort tranchant, période.   |
| <b>V</b>              | Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base.                            |
| <b>Z</b>              | Bras de levier entre les aciers et le béton.                                     |
| <b>d'</b>             | Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée |
| <b>d</b>              | Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.   |
| <b>a</b>              | Côte du poteau carré.  |
| <b>b</b>              | Largeur de la poutre .   |
| <b>f<sub>bu</sub></b> | Contrainte admissible de flambement.   |
| <b>f<sub>ej</sub></b> | Résistance à la compression .  |
| <b>f<sub>tj</sub></b> | Résistance à la traction .   |
| <b>f<sub>e</sub></b>  | limite élastique de l'acier.   |
| <b>I<sub>f</sub></b>  | Longueur du flambement.  |
| <b>α</b>              | Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.      |
| <b>γ</b>              | Poids volumique,   |

|                     |   |
|---------------------|---|
| $\beta$             | Coefficient de majoration dynamique.  |
| $\gamma_b$          | Coefficient de sécurité à prendre pour le béton .   |
| $\gamma_s$          | Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.   |
| $\delta$            | Coefficient de dimension, déplacement.  |
| $\varepsilon$       | Déformation relative du béton comprimé.   |
| $\varepsilon_b$     | Déformation relative de l'acier tendu .   |
| $\eta$              | Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau constitutif |
| $\lambda$           | Coefficient d'élanement.  |
| $\mu_r$             | Moment résistant.   |
| $\sigma$            | Contrainte normale.   |
| $\sigma_{bc}$       | Contrainte de compression de béton.   |
| $\bar{\sigma}_{bc}$ | Contrainte limite de service du béton.  |
| $\sigma_s$          | Contrainte dans l'acier.  |
| $\bar{\sigma}_s$    | Contrainte limite de service de l'acier.  |
| $\sigma_{s10}$      | Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10‰.                                      |
| $\tau$              | Contrainte de cisaillement.   |
| $\nu$               | Coefficient de poisson.   |
| $\Phi_l$            | Diamètre des armatures longitudinales.  |
| $\Phi_t$            | Diamètre des armatures transversales.   |

## LISTE DES TABLEAUX

|  |     |
|--|-----|
| Tableau 2.1 : Valeurs de la limite d'élasticité $f_e$ .....                    | 12  |
| Tableau 5.1 : Charge permanente de la Volée .....                              | 38  |
| Tableau 5.2 : Charge permanente du Palier .....                                | 38  |
| Tableau 3 : Tableau récapitulatif des chargements .....                        | 39  |
| Tableau 5.4 : Tableau des sollicitations des escaliers .....                   | 44  |
| Tableau 5 : Charge permanente du balcon. ....                                  | 56  |
| Tableau 6.1 : Les moments pour chaque panneau de un seul sens .....            | 72  |
| Tableau 6.2 : Les moments pour chaque panneau de deux sens .....               | 72  |
| Tableau 7.1 : récapitulatif des dimensions des poutres des redressements ..... | 112 |
| Tableau 7.2 : Détermination des moments fléchissant du radier. ....            | 117 |

## LISTE DES FIGURES

|   |     |
|---|-----|
| <u>Figure 1.1 : système coffrage</u> .....  | 1   |
| <u>Figure 1.2 : schéma des accessoires du système</u> .....                             | 2   |
| <u>Figure 3 : image 3D du vérin a vice et de la roue</u> .....                          | 3   |
| <u>Figure 4 : schéma de passerelle de décoffrage</u> .....                              | 3   |
| <u>Figure 1 : schéma d'un panneau de dalle</u> .....                                    | 14  |
| <u>Figure 4.1 : vue 3D de la structure</u> .....  | 22  |
| <u>Figure 4.2 : vue en plan de différents niveaux</u> .....                             | 24  |
| <u>Figure 5.1 : Schéma sur les composants d'un escalier</u> .....                       | 34  |
| <u>Figure 5.2 : Les coupes d'un escalier</u> .....                                      | 35  |
| <u>Figure 5.3 : Schéma d'escalier de deux volées</u> .....                              | 36  |
| <u>Figure 4 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos</u> .....  | 39  |
| <u>Figure 5.5 : Diagrammes des moments</u> .....  | 42  |
| <u>Figure 5.6 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU</u> ..... | 42  |
| <u>Figure 7 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELS</u> .....   | 44  |
| <u>Figure 5.8 : Ferrailage d'escaliers</u> .....  | 49  |
| <u>Figure 5.9 : Coupe transversale de l'acrotère</u> .....                              | 50  |
| <u>Figure 10 : Schéma Statique de l'acrotère</u> .....                                  | 50  |
| <u>Figure 5.11 : Détails d'acrotère</u> .....   | 54  |
| <u>Figure 5.12 : Ferrailage d'acrotère</u> .....  | 55  |
| <u>Figure 13 : Une coupe transversale de un mètre linéaire pour un balcon</u> .....     | 56  |
| <u>Figure 14 : schéma statique du balcon</u> .....                                      | 56  |
| <u>Figure 5.15 : Ferrailage balcon</u> .....  | 61  |
| <u>Figure 6.1 : Enrobage</u> .....  | 67  |
| <u>Figure 6.2 : Les différents panneaux</u> .....                                       | 68  |
| <u>Figure 7.1 : Schéma d'un radier nervuré</u> .....                                    | 107 |
| <u>Figure 7.2 : Dimensions du panneau de la dalle le plus sollicité</u> .....           | 108 |
| <u>Figure 8.1 : Métré de coffrage</u> .....   | 131 |



# SOMMAIRE

## CHAPITRE 01

|   |   |
|---|---|
| 1.1 Définition du système coffrages tunnels : .....               | 1 |
| 1.2 Les caractéristiques du système : .....                       | 1 |
| 1.3 Les accessoires du coffrage tunnel : .....                    | 1 |
| 1.3.1 Demi-coquille : .....                                       | 2 |
| 1.3.2 Passerelle de décoffrage : .....                            | 3 |
| 1.4 Les type des coffrages tunnels : .....                        | 3 |
| 1.5 Etapes d'exécutions : .....                                   | 4 |
| 1.6 Domaine d'application : .....                                 | 5 |
| 1.7 Les avantages et les inconvénients du coffrage tunnel : ..... | 5 |
| 1.7.1 Avantages : .....   | 5 |
| 1.7.2 Inconvénients : .....                                       | 5 |

## CHAPITRE 02

|  |   |
|--|---|
| 2.1 Présentation du projet : .....             | 6 |
| 2.2 Caractéristiques de la structure : .....   | 6 |
| 2.2.1 Dimensions en élévation : .....          | 6 |
| 2.2.2 Dimensions en plans : .....              | 6 |
| 2.3 Conception de la structure : .....         | 6 |
| <input type="checkbox"/> L'ossature : .....    | 6 |
| <input type="checkbox"/> Les planchers : ..... | 7 |
| <input type="checkbox"/> Maçonneries : .....   | 7 |
| <input type="checkbox"/> Revêtements : .....   | 7 |
| <input type="checkbox"/> Escaliers : .....     | 7 |
| <input type="checkbox"/> L'acrotère : .....    | 7 |
| <input type="checkbox"/> Isolation : .....     | 7 |
| 2.4 Caractéristique des matériaux : .....      | 8 |

|                                     |    |
|-------------------------------------|----|
| 2.4.1 Béton armé :.....             | 8  |
| 2.4.2 Béton :.....                  | 8  |
| 2.4.2.1 Composition du béton :..... | 8  |
| 2.4.2.2 Résistance du béton :.....  | 8  |
| 2.4.3 L'acier :.....                | 10 |

### **CHAPITRE 03**

|  |    |
|--|----|
| 3.1 Introduction :.....  | 12 |
| 3.2 Pré-dimensionnement des planchers :.....                         | 12 |
| 3.2.1 Plancher à dalle pleine :.....                                 | 12 |
| 3.2.2 Justifications et vérifications : .....                        | 13 |
| Conclusion :.....  | 14 |
| <input type="checkbox"/> Condition de résistance à l'incendie :..... | 14 |
| <input type="checkbox"/> Condition d'isolation phonique :.....       | 14 |
| 3.3 Descente de charges :.....                                       | 14 |
| 3.3.1 Les charges permanentes :.....                                 | 14 |
| <input type="checkbox"/> Planchers terrasse (inaccessible) : .....   | 14 |
| <input type="checkbox"/> Planchers étage courant et RDC :.....       | 15 |
| 3.3.3 Les combinaisons d'actions :.....                              | 15 |
| 1) Planchers terrasse (inaccessible) : .....                         | 15 |
| 2) Planchers étage courant et RDC :.....                             | 16 |
| 3.4 Pré-dimensionnement des voiles : .....                           | 16 |
| 3.4.1 Voiles porteurs et de contreventements : .....                 | 16 |
| 3.4.2 Voile périphérique :.....                                      | 17 |

### **CHAPITRE 04**

|  |    |
|--|----|
| 4.1. Introduction :.....                                       | 17 |
| 4.2. Méthode statique équivalente .....                        | 17 |
| Principe de la méthode : [Article 4.2.1 / RPA99, V2003] :..... | 18 |
| 4.3. Méthode dynamique modale spectrale :.....                 | 18 |
| 4.3.1 Principe de la méthode : .....                           | 18 |

|  |    |
|--|----|
| 4.3.2 Modalisation : .....   | 18 |
| IV.3.3 Présentation du logiciel : .....                                    | 18 |
| 4.4. Étapes de modélisation : .....  | 19 |
| 4.5. Combinaisons de charges : .....                                       | 20 |
| 4.6. Détermination du spectre de réponse : .....                           | 20 |
| 4.7. Modélisation de la structure : .....                                  | 20 |
| 4.8. Vérification des conditions du RPA 99 (version 2003) : .....          | 21 |
| 4.8.1. Résultante des forces sismiques de calcul : .....                   | 21 |
| □ Calcul de la force sismique totale V : .....                             | 21 |
| REMARQUE : .....   | 24 |
| □ Vérification de la condition des résultantes des forces sismique : ..... | 24 |
| 4.8.1.1. Vérification de K : .....   | 25 |
| 4.8.2. Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10] : .....  | 26 |
| 4.8.3 Justification vis a vis de l'effet P $\Delta$ : .....                | 26 |
| 4.9. Conclusion : .....  | 28 |
| <br><b><u>CHAPITRE 05</u></b>  |    |
| 5.1. Etude des escaliers : .....   | 28 |
| 5.1.1 Définition : .....   | 28 |
| 5.1.2 Dimensionnement : .....  | 31 |
| 5.1.4 Les combinaisons d'action Escalier (RDC + les autres étages) : ..... | 33 |
| 5.1.5 Calcul des sollicitations : .....                                    | 33 |
| 5.1.6. Calcul du ferrailage : .....  | 33 |
| 5.1.6 Vérification des contraintes de cisaillement : .....                 | 33 |
| 5.2. Etude de L'acrotère : .....   | 42 |
| 5.2.1 Définition : .....   | 42 |
| 5.2.2 Détermination des sollicitations : .....                             | 43 |
| 5.2.3 Calcul de l'excentricité : .....                                     | 44 |
| 5.2.4. Détermination du ferrailage : .....                                 | 44 |
| 5.3. Etude de balcon : .....   | 48 |

|  |    |
|--|----|
| 5.3.1 Définition :.....  | 48 |
| 5.3.2 Descente de charges : .....  | 49 |
| <input type="checkbox"/> Charge permanente : .....                       | 49 |
| <input type="checkbox"/> Surcharge d'exploitation .....                  | 49 |
| <input type="checkbox"/> Calcul de la charge due au poids du mur : ..... | 49 |
| <input type="checkbox"/> Combinaisons fondamentales :.....               | 50 |
| <input type="checkbox"/> Calcul de l'enrobage : .....                    | 50 |
| <input type="checkbox"/> Calcul du moment fléchissant : .....            | 50 |
| 5.3.3. Calcul du ferrailage : .....                                      | 51 |
| Vérification de l'existence des armatures comprimées : .....             | 51 |
| Conclusion : .....   | 52 |
| 5.3.4. Calcul des armatures transversales : .....                        | 52 |
| 5.3.5. Vérification de la flèche : .....                                 | 53 |
| Conclusion : .....   | 53 |

## **CHAPITRE 06**

|   |    |
|---|----|
| 6.1.1 Introduction :.....   | 55 |
| 6.1.2 Principe de calcul : .....  | 56 |
| 6.1.3 Hypothèses de calcul : .....  | 56 |
| 6.1.3.1 Dalle portant dans un seul sens :.....  | 56 |
| 6.1.3.2 Dalle portant dans deux directions :.....                                       | 57 |
| 6.1.4 Calcul de l'enrobage :.....   | 58 |
| Les hauteurs utiles : .....   | 58 |
| 6.1.5 Calcul des sollicitations :.....  | 59 |
| <input type="checkbox"/> Plancher étage courant : .....                                 | 59 |
| <input type="checkbox"/> Calcul des moments fléchissant : .....                         | 60 |
| a) Panneau de dalle portant dans une seule direction (panneau 1, 2, 5, 6 et 7)<br>..... | 60 |
| <input type="checkbox"/> Pour le plancher terrasse : .....                              | 61 |
| <input type="checkbox"/> Calcul a l'état limite ultime de résistance (ELU) :.....       | 62 |
| <input type="checkbox"/> Calcul a l'état limite de service (ELS) :.....                 | 62 |

|  |    |
|--|----|
| 6.3.1 Introduction :.....  | 77 |
| 6.3.2 Principe :.....  | 77 |
| 6.3.3 Réglementation : .....   | 78 |
| Les sollicitations sur les voiles :.....                                   | 79 |
| 6.3.4 Ferrailage des voiles :.....   | 79 |
| a) Le ferrailage des trumeaux :.....                                       | 79 |
| b) Le ferrailage des linteaux :.....                                       | 80 |
| □ Vérification au flambement :.....  | 80 |
| □ Vérification a l'effort tranchant :.....                                 | 80 |
| 6.3.5 Règles communes :.....   | 80 |
| 1) Dispositions propres aux dalles et aux diaphragmes :.....               | 81 |
| 2) Dispositions propres aux éléments porteurs : (article 7.10 du RPA/2003) |    |
| .....  |    |
| 81   |    |
| 6.3.5 Calcul du ferrailage des voiles :.....                               | 82 |

## **CHAPITRE 07**

|  |     |
|--|-----|
| 7.1. Introduction :.....   | 94  |
| 7.2. Conditions nécessaires pour le choix des fondations : ..... | 94  |
| 7.2.1. Types de fondations : .....                               | 94  |
| 7.4. Choix de type des fondations :.....                         | 95  |
| Conclusion :.....  | 95  |
| 7.5. Etude du radier :.....                                      | 95  |
| 7.5.1. Pré-dimensionnement du radier : .....                     | 96  |
| 1. Condition forfaitaire :.....                                  | 96  |
| 2. Condition de rigidité : .....                                 | 96  |
| 3. Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1] :.....   | 97  |
| 4. Condition de non poinçonnement :.....                         | 97  |
| 1) Caractéristiques du radier :.....                             | 100 |
| 1. Calcul du poids du radier : Pr.....                           | 100 |
| 2. Surcharges d'exploitation :.....                              | 100 |

|   |     |
|---|-----|
| 3. Combinaisons d'actions : .....                         | 100 |
| 7.5.3. Vérification de l'effet de sous pression : .....   | 103 |
| 7.6.Ferraillage du radier : .....                         | 103 |
| 7.6.1. Détermination des sollicitations : .....           | 103 |
| 7.6.2. : Calcul du ferraillage de la dalle pleine : ..... | 105 |
| 7.6.3. : Calcul du ferraillage du débordement : .....     | 113 |
| 7.6.4. : Conclusion : .....                               | 115 |

## **CHAPITRE 08**

|  |     |
|--|-----|
| 8.1. Introduction : .....                  | 116 |
| 8.2. Métré : .....                         | 116 |
| 8.2.1. Définition du métré .....           | 116 |
| 8.2.2. Définition de l'avant métré : ..... | 116 |
| 8.2.3. Feuille de métré : .....            | 116 |
| 8.2.4. Métré de Béton : .....              | 117 |
| 8.2.4.1. Radier : .....                    | 117 |
| 8.2.4.2. Dalle plein : .....               | 117 |
| 8.2.4.3. Voile : .....                     | 117 |
| 8.2.4.5. Escaliers : .....                 | 117 |
| 8.2.4.6. Acrotère : .....                  | 117 |
| 8.3. Le coffrage : .....                   | 117 |
| 8.3.1. Le coffrage en bâtiment : .....     | 117 |
| 8.3.2. Le coffrage en construction : ..... | 117 |
| 8.3.3. Le coffrage en décoration : .....   | 117 |
| 8.3.4. Métré de coffrage : .....           | 118 |
| 8.2.4.1. Radier : .....                    | 118 |
| 8.2.4.2. Dalle plein : .....               | 118 |
| 8.2.4.3. Voile : .....                     | 118 |
| 8.2.4.6. Acrotère : .....                  | 118 |
| 8.4. Résumé de métré forma tableau : ..... | 119 |

|                                    |     |
|------------------------------------|-----|
| 8.6. Devis :.....                  | 120 |
| 8.6.1. Le devis descriptif : ..... | 120 |
| 8.6.2. Le devis estimatif : .....  | 120 |
| 8.7. Prix unitaire :.....          | 120 |

## INTRODUCTION GENERALE

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles Techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, Surtout celle de grande hauteur qui offre une grande surface aux forces du vent.

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques.

Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toute fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (**IIa**), comportant un Rez-de-chaussée plus 9 étages (**R+9**), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. Il constitue a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.

Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- **Le Premier chapitre** : Consiste à la présentation du système utilisé dans la construction de l'ouvrage, les étapes de réalisation, les avantages et les inconvénients de ce système
- **Le deuxième chapitre** : Consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **Le troisième chapitre** : présente le pré dimensionnement des éléments et structuraux non structuraux (comme les planchers, les voiles, les escaliers, balcons, l'acrotère).
- **Le quatrième chapitre** : portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT .
- **Le cinquième chapitre** : consiste a l'étude des éléments non structuraux (escalier ; balcon et acrotère).

## INTRODUCTION GENERALE

---

- **Sixième chapitre** : sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (dalles ; voiles).
- **Septième chapitre** : le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.
- **Huitième chapitre** : Cette étude devrait comprendre plusieurs aspects : étude de faisabilité commerciale Métré (béton ferrailage), Planning Elaboration des devis.

# **CHAPITRE 01**

**PRESENTATION DU SYSTEME COFFRAGE  
TUNNEL**

### 1.1 Définition du système coffrages tunnels :

Les coffrages tunnels sont des moules métalliques, susceptibles de nombreux réemplois et permettant par juxtaposition les uns à côté des autres de couler en une seule fois une dalle de béton de grande surface ainsi que ses murs porteurs.

Ils sont constitués essentiellement de deux panneaux verticaux reliés à leur partie supérieure par un panneau horizontal ils peuvent être monoblocs ou composés de deux demi-coquilles que l'on assemble rigidement entre elles par verrouillage au moment du réglage et du bétonnage.

La stabilité de chaque demi-coquille prise séparément est assurée par une béquille articulée.



**Figure 1.1 : système coffrage**

### 1.2 Les caractéristiques du système :

Parmi les caractéristiques du système :

- Dimensions facultatifs et adaptables des éléments interconnectables.
- Poids avec accessoires : 2400 kg pour module de 230\*280\*300 cm (105kg/m<sup>2</sup>).
- Modulation base : 230cm, 460cm, 690cm.
- Déformation maximale du coffrage : 0.81mm en 3 mètres.
- Résistance a la pression du béton : 8ton/m<sup>2</sup>.
- Plaque courante : 355JR avec 4 mm d'épaisseur.

### 1.3 Les accessoires du coffrage tunnel :

Les coffrages tunnels sont des moules métalliques susceptibles de nombreux réemplois et permettant par juxtapositions les uns à côté des autres de couler en une seul fois.

Ils sont constitués essentiellement de deux panneaux verticaux (Panneau de pignon) reliés à leur partie supérieure par un panneau horizontal.

Ils peuvent être monoblocs ou composés de deux demi-coquilles que l'on assemble rigidement entre elles par verrouillage au moment du réglage et du bétonnage.

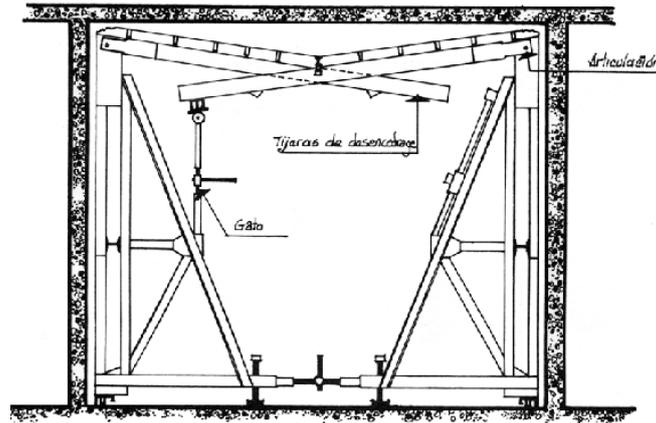


Figure 1.2 : schéma des accessoires du système

### 1.3.1 Demi-coquille :

Elément de coffrage est un dièdre droit dont le plan vertical est constitué par un panneau de la hauteur de l'étage et le plan horizontal par un panneau représentant en générale la demi portée de la dalle de plancher. On peut également avoir un troisième panneau Vertical latéral comme c'est indiqué sur (la figure), quand il s'agit de couler une chambre entouré de trois voiles. Les panneaux sont réalisés en tôle de 3 ou 4 mm rédiés par des profilés en tôle pliés en U soudés tous les 18 cm.

Le contreventement des deux panneaux est assuré par (A) deux ou quatre contres fiches (étais tire pousse) de longueur réglable par des vérins à vice et une buté réglable elles aussi ,permettent d'obtenir sans erreur un dièdre parfaitement droit ou légèrement ouvert si on veut donner une contre flèche. (B) Une béquille à vérin réglable sert d'appuis et permet d'amener les demis-coquille à niveau.

La base du panneau verticale deux Vérins à vice (C) permet le réglage de la hauteur et de l'horizontalité des panneaux supérieurs ainsi que des roues (D) servent à dégager la demi-coquille lors du décoffrage, comme le montre la figure **Fig. I.5**.

A chaque extrémité latérale des panneaux, des profilés permettent l'affleurement des éléments consécutives, l'assemblage s'effectue à l'aide de levier a ressort (E) comme le montre la figure **Fig. I.4** L'extrémité du panneau horizontal porte des verrous a clef, assurant l'assemblage des deux demis coquilles face à face.

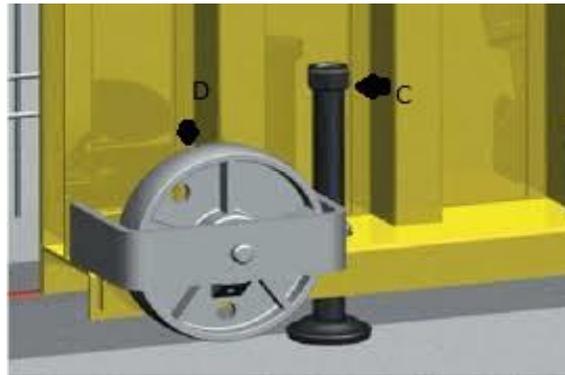


Figure 3 : image 3D du vérin a vice et de la roue

1.3.2 Passerelle de décoffrage :

L'utilisation du coffrage tunnel exige tout autour du chantier un ensemble de passerelles de décoffrage ou de service. De la profondeur d'au moins d'une demi coquille, elles sont installées en bordure de façade par des grues, leurs fonctions principale est de dégager les demi-coquilles après décoffrage, de soutenir les dalles prématurément décoffré (de l'ordre de 4 à 5 jour) tout en assurent la sécurité du personnel.

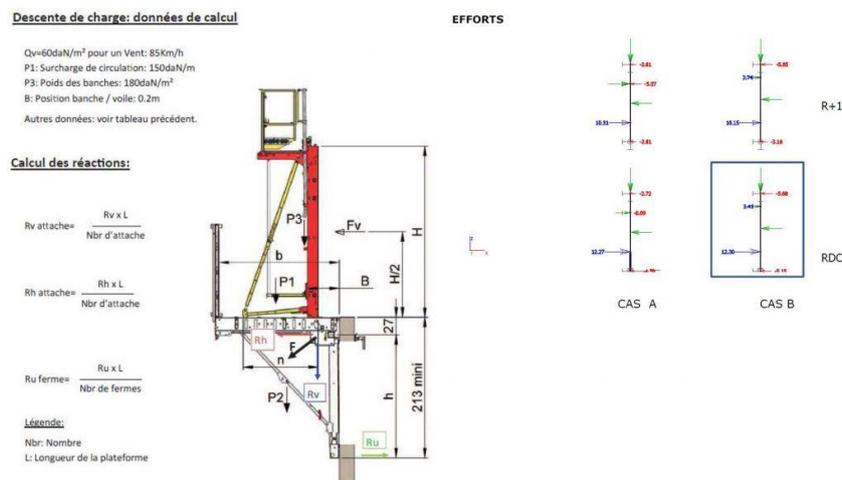


Figure 4 : schéma de passerelle de décoffrage

1.4 Les type des coffrages tunnels :

Il y'en a 3 types de coffrage tunnel :

- Le coffrage tunnel simple
- Le coffrage tunnel double
- Le coffrage tunnel triple

**1.5 Etapes d'exécutions :**

**Etape 1 :** La mise en œuvre des fondations étant finie, l'installation de coffrage spécial pour couler les amorces de voiles, appelé aussi talonnettes, elles servent de repère pour aligner les demi coquille sur un même niveau.

**Etape 2 :** Le coulage des talonnettes achevé, commence le ferrailage des voiles (la disposition des treillis soudé ainsi que les différentes armatures de renforcement).

**Etape 3 :** La mise en place des demi-coquilles face à face sur toute la longueur de la surface à construire et constituer des chambres de coffrage , cette opération délicate nécessite l'emploi de grue, mobile ou fixe, et demande patience, précision ainsi qu'une bonne coordination entre le grutier et le chef de groupe. Mise en place des divers réserves (porte, fenêtre, équipement électriques) sur les parois verticales qui seront soit découper dans les murs, soit noyé sur son épaisseur. Disposition des connes d'entretoise sur les parois verticales, elles sont faites en plastique et permettent de protéger les tiges de solidarisation de deux demi-coquilles opposées (dos à dos) lors du coulage de béton.

**Etape 4 :** Positionnement de la deuxième demi-coquille face à la première pour former ce qu'on peut appeler une « chambre de coffrage » Réglage du niveau de la chambre, en jouant sur le dévissage du vérin à vis en bas du coffrage tout en respectant les traits de niveau Réglage de l'horizontalité et la verticalité des demis coquilles pour pouvoir les biens solidarisés.

**Etape 5 :** Solidariser les deux demi-coquilles en verrouillant les crochets métallique et en les bloquant à l'aide de boulons conique. Derniers réglages du niveau, de la verticalité et de l'horizontalité de la 1<sup>ère</sup> chambre.

**Etape 6 :** Mise en place de la 3<sup>ème</sup> demi coquille au dos de la 1<sup>er</sup> demi coquille. Régalage de la 3<sup>ème</sup> demi-coquille au même niveau que le 1<sup>ère</sup> et les solidarisées à l'aide d'entretoises ou de tirants avec écrous spéciale.

**Etape 7 :** Mise en place des banches pignon. Mise en place du ferrailage des dalles au-dessus des chambres de coffrage et prévoir d'éventuelles réservations (tuyau d'évacuation, cage d'ascenseur, équipement électriques). Coulage du béton de plancher et des voiles en même temps. Il est impératif de bien vibrer le béton coulé et de descendre le vibreur jusqu'à la base des voiles en cours de coulage.

**Etape 8 :** Une fois la prise et le durcissement du béton atteint, le décoffrage peut commencer en utilisant le triangle de levage lié par des câbles à une grue.

**Remarque 1 :** Les talonnes et tasser ont marquées par un trait appelé « trait de niveau », de telles façons que lors du positionnement des demi-coquilles, leurs bases viennent s'y affleurer pour obtenir un niveau unique pour tous les coffrages.

**Remarque 2 :** Après le décoffrage des voiles et des dalles, nous passerons au second niveau, mais avant cela nous devons penser à étayer les dalle prématurément décoffré (4 à 5 jours) pour permettre aux ouvriers de procéder au ferrailage des voiles du second niveau, par conséquent la mise en place des passerelles de sécurité est indispensable pour la suite des travaux. Les passerelles seront donc introduites sur les chambres (couler) du 1er niveau, la suite des travaux sera une réitération des étapes précédentes.

### 1.6 Domaine d'application :

Le coffrage tunnel convient bien pour exécuter des bâtiments très répétitifs, notamment si ce sont des bâtiments en bande à refends porteurs, généralement à usage d'habitation.

Il convient aussi pour réaliser des tours, mais l'organisation du chantier est plus difficile.

### 1.7 Les avantages et les inconvénients du coffrage tunnel :

#### 1.7.1 Avantages :

- C'est un système qui permet de réduire les délais de réalisation en offrent une vitesse d'exécution assez rapide.
- Il offre une qualité de mise en œuvre selon les règles de l'art.
- Il permet d'obtenir des structures plus adapté aux séismes.
- Facilité de reproduction et d'exécution des structures répétitives d'un même projet.
- Il garantit la sécurité des ouvriers par l'emploi de passerelles et filet de sécurité.

#### 1.7.2 Inconvénients :

- Ce système ne permet pas d'avoir de grand espace habitable au niveau de chaque logement.
- Il ne permet pas d'effectuer des modifications ou transformations par le propriétaire du logement après la fin des travaux.
- Ce système ne permet pas de changer la disposition des voiles après la conception architecturale.
- Ce système n'offre pas beaucoup de perspective architecturale ou esthétique.
- Le coffrage tunnel demande des moyens matériels considérables et un personnel qualifié et spécialisé.

# **CHAPITRE 02**

**PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

## **2.1 Présentation du projet :**

L'ouvrage étudié est un bâtiment en R+9 (RDC + 9 étage) appartenant deux types de logements F3 et F4 à usage d'habitation, implanté à la wilaya de Mostaganem, commune Mazagran.

Notre bâtiment fait partie du projet 200 logements. 'Location-vente'

## **2.2 Caractéristiques de la structure :**

### **2.2.1 Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale de bâtiment .....**H = 30,50 m.**
- Hauteur de RDC.....**h =3,05 m.**
- Hauteur d'étage courant .....**h = 3,05 m.**

### **2.2.2 Dimensions en plans :**

- Longueur totale .....**L long = 26.55 m.**
- Largeur totale.....**L transe= 23.40 m.**

### **II.2.3 Données du site :**

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par **les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003** comme zone de moyenne sismicité (**zone II-a**).
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2** .
- Le site est considéré comme **site ferme (S2)**.
- Contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 1,90$  bars.

## **2.3 Conception de la structure :**

- **L'ossature :**

L'ossature de ce bâtiment est formée par de voiles.

- **Les planchers :**

Nous avons optés pour des planchers à dalle pleine, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.
- En plus le projet est à usage d'habitation (charges d'exploitations ne sont pas assez importantes) les balcons sont en dalle pleine.

- **Maçonneries :**

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre logement sont constitués en double parois de briques (10cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 10cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10cm.

- **Revêtements :**

- Le revêtement des murs est réalisé par mortier de ciment.
- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Le revêtement du sol et escalier est réalisé par du marbre.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **Escaliers :**

La structure comporte une seule cage d'escalier du R.D.C au 9<sup>ème</sup> étage. L'escalier est composé de deux volées et un palier.

- **L'acrotère :**

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

- **Isolation :**

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

## 2.4 Caractéristique des matériaux :

### 2.4.1 Béton armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des effort d'un matériau a l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploi certain adjuvants).
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux ( $11.10^{-6}$  pour l'acier et  $10^{-6}$  pour le béton).

### 2.4.2 Béton :

#### 2.4.2.1 Composition du béton :

Le béton utilisé est un béton courant doser à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment. Sa composition courante pour 1 m<sup>3</sup> est comme suit :

- Ciment : 350kg de CPA325.
- Gravier : 800 litres de 3/8 ; 8/15 ; 15/25 mm
- Sable: 400 litres de 0/4mm.
- Eau: 175 litres d'eau de gâchage.

#### 2.4.2.2 Résistance du béton :

- A la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) :

Un béton est définit par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$  exprimée en MPa

La résistance caractéristique à la compression  $f_{cj}$  à l'âge de  $j \leq 60$  jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

**Pour :  $j \geq 60$  jours  $f_{cj} = 1.1f_{c28}$**

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où :  **$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .**

- **À la traction (C.B.A 93, A2.1.1.2) :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement définie par la relation :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$  en MPa.

Cette formule étant valable pour les valeurs de :

$$f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour : } f_{cj} \geq 60 \text{ MPa , } f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$$

On aura donc pour :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa } f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

- **Contraintes limites de compression :**

Contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.5.2}).$$

Avec :  $\gamma_b = 1,5$  pour les cas courants (E.L.U).  $\gamma_b = 1,15$  pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.5.2}).$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa } \Rightarrow \text{lim } \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{État limite ultime (ELU) } \gamma_b = 1,5 \text{ donc } \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\text{État limite accidentel (ELA) } \gamma_b = 1,15 \text{ donc } \sigma_b = 18,5 \text{ Mpa}$$

- **Contrainte limite de cisaillement (C.B.A 93, A5.1.2.1) :**

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

$$\tau_{\text{lim}} \leq \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}$$

$$\text{État limite ultime (ELU) } \gamma_b = 1,5 \text{ donc } \tau_{\text{lim}} = 3,3 \text{ Mpa}$$

$$\text{État limite accidentel (ELA) } \gamma_b = 1,15 \text{ donc } \tau_{\text{lim}} = 4,3 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_{\text{lim}} \leq \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}$$

$$\text{État limite ultime (ELU) } \gamma_b = 1,5 \text{ donc } \tau_{\text{lim}} = 2,5 \text{ Mpa}$$

État limite accidentel (ELA)  $\gamma_b=1.15$  donc  $\tau_{lim} = 3,3$  Mpa

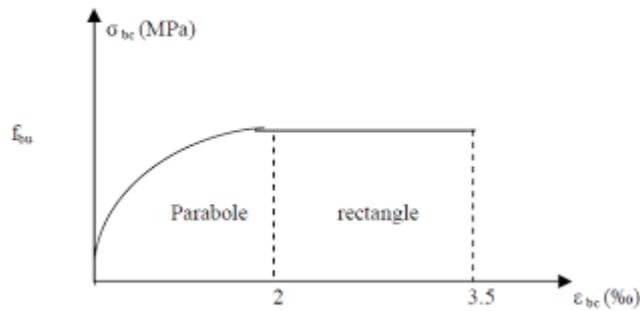


Figure 2.1 : Diagramme Contraintes Déformations du béton.

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante : Module instantané : pour les charges appliqués avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164 \text{ Mpa}$$

Le module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 10819 \text{ Mpa}$$

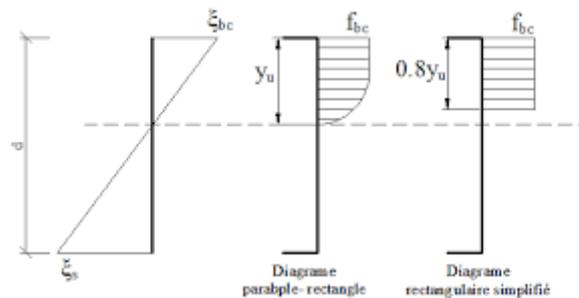


Figure 2.2 : Diagramme rectangulaire simplifié.

➤ **2.4.3 L'acier :**

- **La limite d'élasticité fe :**

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes son données par le tableau suivant :

| Aciers                         | Nuances | $f_e$ (Mpa) | Emploi  |
|--------------------------------|---------|-------------|---------|
| Ronds lisses                   | FeE235  | 235         | courant |
| Barres H.A                     | FeE500  | 500         | courant |
| Treillis soudés en fils lisses | TLE500  | 500         | courant |

**REMARQUE** : FeE 400 pour les fondations.

**Tableau 2.1 : Valeurs de la limite d'élasticité  $f_e$ .**

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE500 type 1 (limite d'élasticité  $f_e = 400$  Mpa et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235  $f_e = 235$  Mpa

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier «  $E_s$  » est pris égal à :  $E_s = 2.10^5$  MPa (C.B.A 93, A2.2.2)

- **Contraintes limites :**

**Etat limite ultime (C.B.A 93 A.4.3.2) :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Mpa situation durable et transitoire.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ Mpa situation accidentelle } \gamma_s = 1$$

**Etat limite de service (C.B.A 93 A.4.5.3) :**

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_s \text{ (Mpa)} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_s \text{ (Mpa)} = \min \left( 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration  $\eta = \{1 \rightarrow \text{RL} ; 1,6 \rightarrow \text{HA}\}$

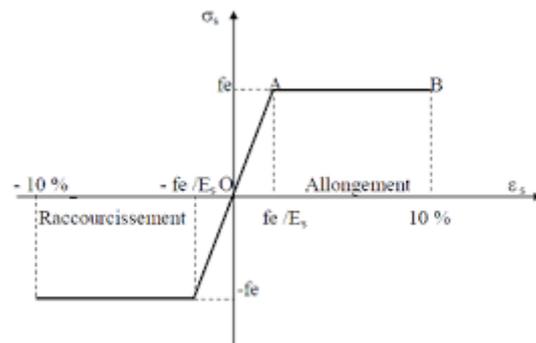


Figure 2.3 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier.

# **CHAPITRE 03**

**PREDIMENTIONNEMENT DES ELEMENTS**

### **3.1 Introduction :**

Dans n'importe quel projet, le pré-dimensionnement est considéré comme étant une étape fondamentale qui consiste à estimer les dimensions des différents éléments structuraux de la construction afin de passer aux calculs, nous commencerons le pré-dimensionnement du haut vers la base comme suit :

- **Planchers.**
- **Voiles.**

La structure du bâtiment que nous sommes en train d'étudier et différente comme nous l'avons pu le souligner précédemment, elle est composée uniquement de voiles en béton armé porteurs ainsi que des planchers a dalle pleine.

### **3.2 Pré-dimensionnement des planchers :**

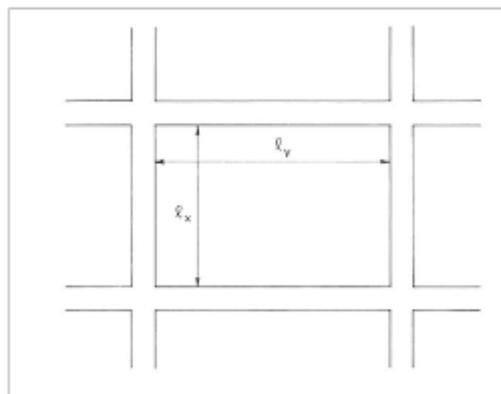
#### **3.2.1 Plancher à dalle pleine :**

La dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de **10 à 20** cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres. Son épaisseur est en général = au **25ème** de la portée.

Son armature est souvent constituée par des treillis soudés de gros diamètre reposant sur les **2/3** du mur. L'encastrement sur les appuis nécessite des chapeaux.

Les dalles pleines sur appuis continus (ce qui est notre cas) peuvent porter dans deux directions (d'après **le BAEL A.5.2, 1**) ou bien dans un seul sens.

Soit un « panneau » de dalle chargé, de portées  $L_x$  et  $L_y$  mesurées entre nu d'appuis (**Fig III.1**).



**Figure 1 : schéma d'un panneau de dalle**

On a le  $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

- Si  $0,40 > \alpha > 1$  La dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- Si  $\alpha > 0,40$  La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée

### **3.2.2 Justifications et vérifications :**

Epaisseur «  $h_d$  » des dalles Les dispositions indiquées ci-après concernent les dalles rectangulaires telles que :

- Cas d'une dalle portant dans un seul sens  $\rightarrow h_d = \left( \frac{l_x}{35}; \frac{l_x}{30} \right)$
- Cas d'une dalle portant dans deux directions  $\rightarrow h_d = \left( \frac{l_x}{50}; \frac{l_x}{40} \right)$

Avec :

- $L_x$  : la petite dimension du panneau de dalle.
- $L_y$  : la grande dimension du panneau de dalle.

La valeur «  $h_d$  » doit également permettre de satisfaire aux conditions relatives a :

- La résistance à l'incendie.
- L'isolation phonique.
- La sollicitation d'effort tranchant (**BAEL A.5.2**).

ÿ Pour notre projet, nous avons :  $L_x = 315$  cm et  $L_y = 680$  cm

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{315}{680} = 0,463$$

#### **Conclusion :**

La dalle porte suivant deux sens et donc :

$$h_d = \left( \frac{l_x}{50}; \frac{l_x}{40} \right)$$

$$h_d = \left( \frac{315}{50}; \frac{315}{40} \right)$$

$$h_d = ( 6,3 ; 7,88 )$$

- **Condition de résistance à l'incendie :**
  - Pour une heure de coupe de feu  $\rightarrow h_d = 7$  cm
  - Pour deux heures de coupe de feu  $\rightarrow h_d = 11$  cm
  - Pour quatre heures de coupe de feu  $\rightarrow h_d = 17,5$  cm

- **Condition d'isolation phonique :**

- Contre les bruits ariens :  $2500 \times h_d \geq 350 \text{ daN/m}^2 \rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$
- Contre les bruits ariens :  $2500 \times h_d \geq 400 \text{ daN/m}^2 \rightarrow h_d = 15 \text{ cm}$

**Conclusion :** L'épaisseur de la dalle pleine sera égale a :  $h_d = 15 \text{ cm}$

### **3.3 Descente de charges :**

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

#### **3.3.1 Les charges permanentes :**

Représentent un poids mort qui n'est pas variable ou varie très peu dans le temps.

- **Planchers terrasse (inaccessible) :**

| Matériaux                    | Epaisseur (m) | $\rho$ (Kg /m <sup>3</sup> ) | G (Kg/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------|---------------|------------------------------|------------------------|
| Gravillon de protection      | 0,04          | 20                           | 0,80                   |
| Etanchéité multicouche       | 0,02          | 05                           | 0,10                   |
| Forme de pente en béton (1%) | 0,10          | 22                           | 2,20                   |
| Dalle pleine en béton armé   | 0,15          | 25                           | 3,75                   |
| Enduit au plâtre             | 0,03          | 10                           | 0,30                   |
|                              |               | Total                        | 7,15                   |

- **Planchers étage courant et RDC :**

| Matériaux                  | Epaisseur (cm) | $\rho$ (Kg /m <sup>3</sup> ) | G (daN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|----------------|------------------------------|-------------------------|
| Revêtement en dalle de sol | 0,02           | 12                           | 0,24                    |
| Mortier de pose            | 0,03           | 20                           | 0,60                    |
| Lit de sable fin           | 0,01           | 20                           | 0,20                    |
| Cloisons légères           | 0,10           | 10                           | 1,00                    |
| Dalle pleine en béton armé | 0,15           | 25                           | 3,75                    |
| Enduit en plâtre           | 0,03           | 10                           | 0,30                    |
|                            |                | Total                        | 6,09                    |

#### **3.3.2 Les charges d'exploitations :**

Surcharges qui varient fréquemment dans le temps, celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Il faut rappeler que notre ouvrage est bâtiment à usage d'habitation.

Planchers terrasse (inaccessible) :  $Q = 1,00 \text{ kg/m}^2$

Planchers étage courant (niveau 01→09) :  $Q = 1,50 \text{ kg/m}^2$

### **3.3.3 Les combinaisons d'actions :**

#### **1) Planchers terrasse (inaccessible) :**

##### **► Etat limite ultime :**

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

$$q_u = 1,35 \cdot 7,15 + 1,5 \cdot 1 = 11,15 \text{ kg/m}^2$$

##### **► Etat de service limite :**

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 7,15 + 1 = 8,15 \text{ kg/m}^2$$

#### **2) Planchers étage courant et RDC :**

##### **► Etat limite ultime :**

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

$$q_u = 1,35 \cdot 6,09 + 1,5 \cdot 1,5 = 10,47 \text{ kg/m}^2$$

##### **► Etat de service limite :**

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 6,09 + 1,5 = 7,59 \text{ kg/m}^2$$

### **3.4 Pré-dimensionnement des voiles :**

#### **3.4.1 Voiles porteurs et de contreventements :**

D'après le **RPA99/2003**, c'est un élément porteur rigide en béton- armé destiné à transmettre les charges latérales aux fondations.

Dans le cas de notre structure (constitué uniquement de voiles), il est l'unique élément de transmissions des charges vers les fondations.

Selon l'**article 7.7.1 du RPA99/2003**, l'épaisseur minimale d'un voile doit être de 15 cm, d'un autre coté elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités, soit :

$$L \geq 4e \rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} \text{ Avec}$$

- L : largeur du voile correspondant à la portée minimale
- e : épaisseur du voile.
- $h_e$  : hauteur libre d'étage.

$$e \geq \frac{305}{20}$$

$$e \geq 15,25 \text{ cm}$$

Donc on adoptera deux choix :  $e = 15 \text{ cm}$  et  $e = 20 \text{ cm}$

#### **3.4.2 Voile périphérique :**

C'est un élément d'infrastructure, relie deux niveau, celui des fondations et celui de la structure. On adoptera :  **$e = 15 \text{ cm}$**



# **CHAPITRE 04**

**ETUDE SISMIQUE**

### **4.1. Introduction :**

Toute structure est susceptible d'être soumise à des chargements variables. L'une de ces actions est le séisme, qui est une libération brutale d'énergie potentielle, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. De ce fait les structures doivent être construites de manière adéquate afin de résister aux secousses sismiques tout en respectant les recommandations du règlement parasismique.

Le but de l'étude est de définir un modèle qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les Règles Parasismiques Algériennes [RPA99/ V2003]. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel Robot qui est un logiciel de calcul automatique des structures. Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### **4.2. Méthode statique équivalente :**

**Principe de la méthode : [Article 4.2.1 / RPA99, V2003] :**

Selon cette méthode ; les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique. Le RPA99, (V2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donnée par la formule suivante :

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

**Avec :**

- **A** : Coefficient d'accélération de zone.
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- **Q** : Facteur de qualité.
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure.
- **W** : Poids de la structure.

### **4.3. Méthode dynamique modale spectrale :**

#### **4.3.1 Principe de la 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 calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### **4.3.2 Modalisation :**

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel (3D) encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres de masse des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe vertical) selon l'Article 4.3.2 du [RPA99, V2003].

### **IV.3.3 Présentation du logiciel :**

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour l'utilisation du logiciel de calcul automatique par éléments finis nommés Robot (Version étudiant)

Robot (Version étudiant) est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de masse et le centre de torsion de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position (vérifier la structure).
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normaux, contraintes  $\sigma$ ...)

### **4.4. Étapes de modélisation :**

Pour la modélisation, nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan de travail : notre structure est un modèle tridimensionnel.
- Choix de l'unité du travail (**KN et m ... etc.**).
- Création graphique du modèle
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.
- On introduit les propriétés du matériau (**le béton**) utilisé (**voir chapitre I**).
- On introduit les propriétés de chaque élément de la structure.

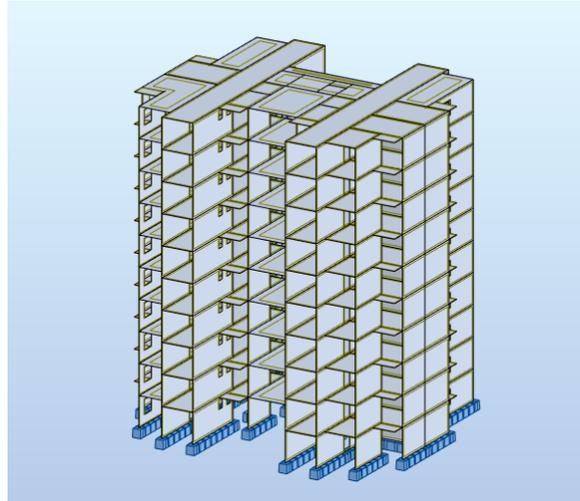


Figure 4.1 : vue 3D de la structure

- La section des éléments et leurs caractéristiques
- On introduit les conditions aux limites.
- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types de charges ; à savoir :
  1. **Charge permanente G** : représente le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
  2. **Charges d'exploitation Q** : distribuées par les planchers aux poutres.
  3. **Les forces sismiques E** : contiennent les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

#### 4.5. Combinaisons de charges :

##### a. Situation durable et transitoire (normale) :

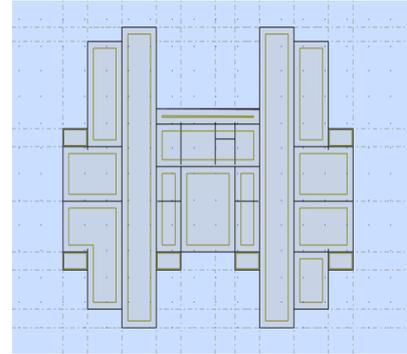
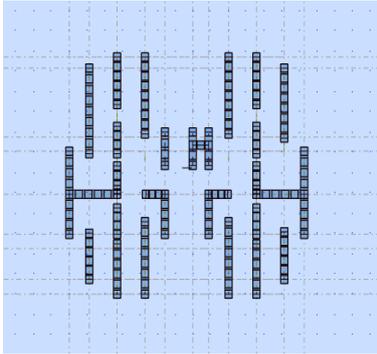
- $1,35G+1,5Q$  (ELU)
- $G+Q$  (ELS)

##### b. Situation accidentelle :

- $0,8G+V_x$
- $0,8G-V_x$
- $0,8G+V_y$
- $0,8G-V_y$
- $G+Q+V_x$
- $G+Q+V_y$

#### 4.6. Détermination du spectre de réponse :

- Zone **IIa**.
- Groupe d'usage : **2**.

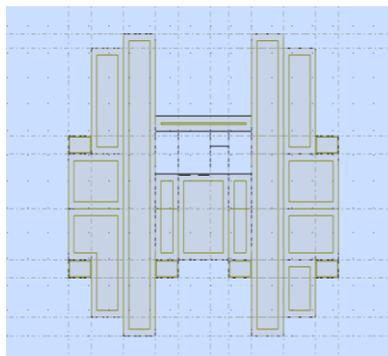


- Coefficient de comportement : **3,5 (type de contreventement : voiles porteurs).**
- Amortissement : **10 %**
- (béton dense)
- $Q_x = Q_y = 1.20$ .
- Site : **S2 (ferme).**
- Vérification des erreurs.
- Lancement de l'analyse.
- Interprétation des résultats.

#### **4.7. Modélisation de la structure :**

Notre structure se compose d'un rez-de-chaussée et de 9 étages à usage d'habitation. Tout cela complique le choix du positionnement des voiles. La disposition des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre de voiles doit être suffisant pour assurer une bonne rigidité tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- Respecter l'aspect architectural. En suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante :



**Figure 4.2 : vue en plan de différents niveaux**

**4.8. Vérification des conditions du RPA 99 (version 2003) :****4.8.1. Résultante des forces sismiques de calcul :**

- **Calcul de la force sismique totale V :**

La force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

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

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone sismique Iia et groupe d'usage 2 Alors :

Dans notre cas  $A = 0,15$  [RPA99/V2003-Tableau 4.1]

- **Coefficient de comportement R :**

(Type de contreventement : voiles porteurs) ( $R=3.5$ )

- **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q=1+\Sigma P_q$  [Formule 4.4]

D'où  $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

| Critère « q »   | $P_{qx}$ | $P_{qy}$ |
|---|----------|----------|
| Conditions minimales sur les files de contreventement | 00       | 00       |
| Redondance en plan                                    | 00       | 00       |
| Régularité en plan                                    | 00       | 00       |
| Régularité en élévation                               | 0,05     | 0,05     |
| Contrôle de la qualité des matériaux                  | 0,05     | 0,05     |
| Contrôle de la qualité de l'exécution                 | 0,10     | 0,10     |
| La somme $\Sigma$                                     | 1,20     | 1,20     |

Tableau 4.1. : Valeur des Pénalités du facteur de qualité  $P_q$ .

$$Q = Q_x = Q_y = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,1$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1,20$$

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ; déterminer en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [\text{RPA99/V2003-Formule 4-2}]$$

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

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

- Périodes caractéristiques  $T_1, T_2$  :

Pour un site type S2  $T_1 = 0,15$  s et  $T_2 = 0,40$  s [RPA99/V2003-Tableau 4.7]

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

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

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

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

$\xi = 10$  %. (e structure est composé exclusivement de voiles en Béton armé)  
[RPA99/V2003-Tableau 4.2]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,76 \geq 0.7$$

- Estimation empirique de la période fondamentale :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6) et (4-7) du RPA99 (version 2003).

$T$  : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min \left\{ \frac{0.09 \times hn}{\sqrt{D}} ; C_t \times hn^{\frac{3}{4}} \right\}$$

$C_t$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le [RPA99/V2003-tableau 4-6].

$C_T = 0,05$  (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

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

- $D_x = 26,55 \text{ m}$
- $D_y = 23,40 \text{ m}$
- $H_N = 30,50 \text{ m}$

- **Direction xx**

Calcul T empirique

$$T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 30,55^{\frac{3}{4}} = \mathbf{0,65 \text{ sec}}$$

$$T_x = 0,09h_n / \sqrt{D_x} = 0,09 \cdot 30,5 / \sqrt{26,55} = \mathbf{0,53 \text{ sec}}$$

$$T = \min \{T; T_x\}$$

$$T_2 = 0,09h_n / \sqrt{D_x} = 0,09 \cdot 30,5 / \sqrt{26,55} = \mathbf{0,53 \text{ sec}}$$

$$T_{\text{emp}} = 0,53 \text{ s} < T_{\text{anal}} = 0,57 \text{ s} < 1,3 T_{\text{emp}} = \mathbf{0,69 \text{ sec}}$$

**Donc T = T emp alors :**

$$D_x = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \cdot 0,76 \cdot (0,40/0,53)^{2/3} = \mathbf{1,57}$$

- **Direction yy**

Calcul T empirique

$$T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 30,55^{\frac{3}{4}} = 0,65 \text{ sec}$$

$$T_y = 0,09h_n / \sqrt{D_x} = 0,09 \cdot 30,5 / \sqrt{23,40} = 0,57 \text{ sec}$$

$$T = \min \{T; T_y\}$$

$$T_2 = 0,09h_n / \sqrt{D_x} = 0,09 \cdot 30,5 / \sqrt{26,55} = 0,57 \text{ sec}$$

$$T_{\text{anal}} = 0,27 \text{ s} < T_{\text{emp}} = 0,57 \text{ s}$$

**Donc T = T anal alors**

$$0 < T = 0,27 \text{ s} < T_2 = 0,40 \text{ s}$$

$$D_y = 2,5 \eta = 2,5 \cdot 0,76 = \mathbf{1,9}$$

**REMARQUE :**

Le poids total de la structure est donné par logiciel de calcul  $W = 4433444,83\text{KN}$

|      | 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] |
|------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| MAX  | 29,54          | 0,57          | 97,64                  | 91,65                  | 0,0                    | 69,46               | 69,84               | 0,0                 | 4433444,83      | 4433444,83      | 0,0             |
| Cas  | 3              | 3             | 3                      | 3                      | 3                      | 3                   | 3                   | 3                   | 3               | 3               | 3               |
| Mode | 50             | 1             | 50                     | 50                     | 1                      | 1                   | 3                   | 1                   | 1               | 1               | 1               |
| MIN  | 1,76           | 0,03          | 69,46                  | 0,00                   | 0,0                    | 0,00                | 0,00                | 0,0                 | 4433444,83      | 4433444,83      | 0,0             |
| Cas  | 3              | 3             | 3                      | 3                      | 3                      | 3                   | 3                   | 3                   | 3               | 3               | 3               |
| Mode | 1              | 50            | 1                      | 1                      | 1                      | 22                  | 22                  | 1                   | 1               | 1               | 1               |

Tableau 4.2 : Valeur du poids de la structure W.

Donc :

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,57 \times 1,20}{5} \times 44334,44 = 2505,78 \text{ KN}$$

$$V_x \times 0,8 = 2505,78 \times 0,8 = 2004,62 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,90 \times 1,20}{5} \times 44334,4483 = 3032,48 \text{ KN}$$

$$V_y \times 0,8 = 3032,48 \times 0,8 = 2425,98 \text{ KN}$$

- **Vérification de la condition des résultantes des forces sismique :**

D'après l'article 4.3.6 du RPA99/2003, La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

**$V$  (dynamique) > 80%  $V$  (statique)**

- ❖ **POUR  $V_x$**

$$V_x \times 0,8 = 2505,78 \times 0,8 = 2004,62 \text{ KN} < V_{x\text{dyn}} = 2221,95 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- ❖ **POUR  $V_y$**

$$V_y \times 0,8 = 3032,48 \times 0,8 = 2425,98 \text{ KN} < V_{y\text{dyn}} = 2834,17 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- **Vérifications de la période :** [RPA990/V2003-Article 4.2.4]

Le RPA99/version 2003 préconise que la valeur de  $T_{\text{DYN}}$  calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur  $T_{\text{EMP}}$

On a :

sens xx  $1,3 \times \text{TEMP} = 1,3 \times 0,53 = 0,70 \text{ s} > \text{TDYN} = 0,57 \text{ s}$  (La condition est donc vérifiée).

sens yy  $1,3 \times \text{TEMP} = 1,3 \times 0,57 = 0,74 \text{ s} > \text{TDYN} = 0,27 \text{ s}$  (La condition est donc vérifiée).

- Direction xx : **6<sup>ème</sup> mode** : Masse cumulée = **92,57%**
- Direction yy : **10<sup>ème</sup> mode** : Masse cumulée = **86,80 %**

| Cas/Mode  | Période (sec) | Masses cumulées UX (%) | Masses cumulées UY (%) | Masse modale UX (%) | Masse modale UY (%) | Total masse (kg) |
|-----------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|------------------|
| <b>1</b>  | <b>0,57</b>   | 69,46                  | 0,00                   | <b>69,46</b>        | 0,00                | 4433444,83       |
| <b>2</b>  | <b>0,32</b>   | 69,50                  | 0,11                   | <b>0,04</b>         | <b>0,11</b>         | 4433444,83       |
| <b>3</b>  | <b>0,27</b>   | 69,50                  | 69,95                  | 0,00                | <b>69,84</b>        | 4433444,83       |
| <b>4</b>  | <b>0,15</b>   | 87,53                  | 69,95                  | 18,03               | 0,00                | 4433444,83       |
| <b>5</b>  | <b>0,09</b>   | 87,66                  | 69,97                  | 0,13                | 0,02                | 4433444,83       |
| <b>6</b>  | <b>0,08</b>   | 92,57                  | 69,97                  | 4,90                | 0,00                | 4433444,83       |
| <b>7</b>  | <b>0,08</b>   | 92,57                  | 70,73                  | 0,00                | 0,76                | 4433444,83       |
| <b>8</b>  | <b>0,07</b>   | 92,59                  | 72,47                  | 0,02                | 1,74                | 4433444,83       |
| <b>9</b>  | <b>0,07</b>   | 92,59                  | 83,58                  | 0,00                | 11,11               | 4433444,83       |
| <b>10</b> | <b>0,07</b>   | 92,59                  | 86,80                  | 0,00                | 3,21                | 4433444,83       |

Tableau 4.3 : Tableau des modes et les périodes.

**REMARQUE** : LA STRUCTURE EST TROP RIGIDE SUIVANT LA DIRECTION YY.

#### 4.8.1.1. Vérification de coefficient K :

Dans notre cas le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N}$$

Avec :

N : Le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 10 niveaux)

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{10} \Rightarrow K = 10 > 9,48$$

Condition vérifié.

#### 4.8.2. Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10] :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

- $\Delta_{ek}$  : Déplacement due aux forces sismique Fi (**y compris l'effet de torsion**).
- $\Delta K$  : est le déplacement horizontal au niveau (**k**) de la structure.

- **R** : Coefficient de comportement (**R= 3,5**).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta k = \Delta k - \Delta k - 1$$

**H<sub>ETAGE</sub>** : hauteur d'étage

Remarque : déplacement due aux forces sismiques est donné par le logiciel Robot :

| Etage             | $\Delta_x^{eK}$ | $\Delta_y^{eK}$ | R | $\Delta_{Kx}$ | $\Delta_{Ky}$ | $\Delta_{K(x;y)} < 0.01 H_{ETAGE}$ |
|-------------------|-----------------|-----------------|---|---------------|---------------|------------------------------------|
| 1 <sup>ER</sup>   | 0,159           | 0,045           | 5 | 0.795         | 0.225         | Vérifiée                           |
| 2 <sup>EME</sup>  | 0,284           | 0,083           | 5 | 1.420         | 0.415         | Vérifiée                           |
| 3 <sup>EME</sup>  | 0,362           | 0,108           | 5 | 1.810         | 0.540         | Vérifiée                           |
| 4 <sup>EME</sup>  | 0,416           | 0,123           | 5 | 2.080         | 0.615         | Vérifiée                           |
| 5 <sup>EME</sup>  | 0,451           | 0,132           | 5 | 2.255         | 0.660         | Vérifiée                           |
| 6 <sup>EME</sup>  | 0,468           | 0,134           | 5 | 2.340         | 0.670         | Vérifiée                           |
| 7 <sup>EME</sup>  | 0,470           | 0,133           | 5 | 2.350         | 0.665         | Vérifiée                           |
| 8 <sup>EME</sup>  | 0,461           | 0,128           | 5 | 2.305         | 0.640         | Vérifiée                           |
| 9 <sup>EME</sup>  | 0,444           | 0,122           | 5 | 2.222         | 0.610         | Vérifiée                           |
| 10 <sup>EME</sup> | 0,415           | 0,114           | 5 | 2.075         | 0.570         | Vérifiée                           |

**Tableau 4.4 : Vérification des déplacements relatifs du niveau K par rapport au niveau (K-1)**

### 4.8.3 Justification vis a vis de l'effet PΔ :

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels. Ce Phénomène est appelé « effet PΔ ».

D'après l'article du RPA (5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet PΔ) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges D'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

**V<sub>k</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau "k".

**Δ<sub>k</sub>**: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau «k-1».

**h<sub>k</sub>** : hauteur de l'étage « k ».

| H <sub>k</sub> | Δk <sub>x</sub> | Δk <sub>y</sub> | VK <sub>x</sub> | VK <sub>y</sub> | PK <sub>G</sub> | PK <sub>Q</sub> | P <sub>K</sub> | Θ <sub>x</sub> | Θ <sub>y</sub> | Vérification |
|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|--------------|
| 305            | 0.795           | 0.225           | 2208,85         | 2805,65         | 42125,87        | 6715,77         | 763629,90      | 0,016          | 0,005          | ≤ 0,1        |
| 305            | 1.420           | 0.415           | 2160,45         | 2766,07         | 37725,68        | 6017,93         | 763629,90      | 0,031          | 0,016          | ≤ 0,1        |
| 305            | 1.810           | 0.540           | 2067,52         | 2660,97         | 33575,55        | 5320,59         | 763629,90      | 0,034          | 0,019          | ≤ 0,1        |
| 305            | 2.080           | 0.615           | 1954,06         | 2495,02         | 29424,28        | 4623,25         | 763629,90      | 0,036          | 0,020          | ≤ 0,1        |
| 305            | 2.255           | 0.660           | 1812,17         | 2289,82         | 25273,94        | 3925,91         | 763629,90      | 0,033          | 0,020          | ≤ 0,1        |
| 305            | 2.340           | 0.670           | 1636,52         | 2064,71         | 21123,69        | 3228,57         | 763629,90      | 0,029          | 0,020          | ≤ 0,1        |
| 305            | 2.350           | 0.665           | 1429,31         | 1818,90         | 16973,26        | 2531,23         | 763629,90      | 0,027          | 0,018          | ≤ 0,1        |
| 305            | 2.305           | 0.640           | 1184,76         | 1526,96         | 12822,92        | 1833,89         | 763629,90      | 0,021          | 0,017          | ≤ 0,1        |
| 305            | 2.222           | 0.610           | 889,88          | 1151,67         | 8672,58         | 1136,55         | 763629,90      | 0,016          | 0,014          | ≤ 0,1        |
| 305            | 2.075           | 0.570           | 515,74          | 662,89          | 4523,05         | 439,71          | 829900,64      | 0,010          | 0,011          | ≤ 0,1        |

Tableau 4.5 : Justification vis à vis de l'effet P sens x-x et y-y

#### **4.9. Conclusion :**

L'étude sismique nous a permis d'estimer la résistance via le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela, par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment. Sachant que les constructions parasismiques doivent suivre un ensemble de règles (**RPA99 ver 2003**), ainsi, le bâtiment assure une résistance à ce type de force.



# **CHAPITRE 05**

**ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX**

## **5.1. Etude des escaliers :**

### **5.1.1 Définition :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

L'escalier est un élément non structurel car il ne participe pas à la résistance de la structure dont il fait partie.

Sa fonction principale est de desservir les différents niveaux d'un ouvrage en toute sécurité

Il peut être aussi définie comme étant un ensemble de marches conçu de manière à être parcouru par les usagés avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

### **L'escalier se constitue de :**

- **La marche** : surface horizontal plane, sur laquelle on pose le pied. Ÿ
- **La contremarche** : surface verticale plane relie deux marches successives. Ÿ
- **L'emmarchement** : largeur praticable de la marche, généralement elle correspond à la plus grande dimension de la marche. Ÿ
- **Le nez de la marche** : bord extérieur de la marche. Ÿ
- **Le giron** : distance horizontale entre deux nez de marche successive. Ÿ
- **La paillasse** : partie inclinée servent de support aux marches et contremarches. Ÿ
- **Le palier** : partie horizontale de départ, d'arrivé d'un escalier. Ÿ
- **Le volé** : ensemble de marches (3 au minimum) de palier a palier.

La figure ci-dessous montre un schéma décrivent les composants d'un escalier :

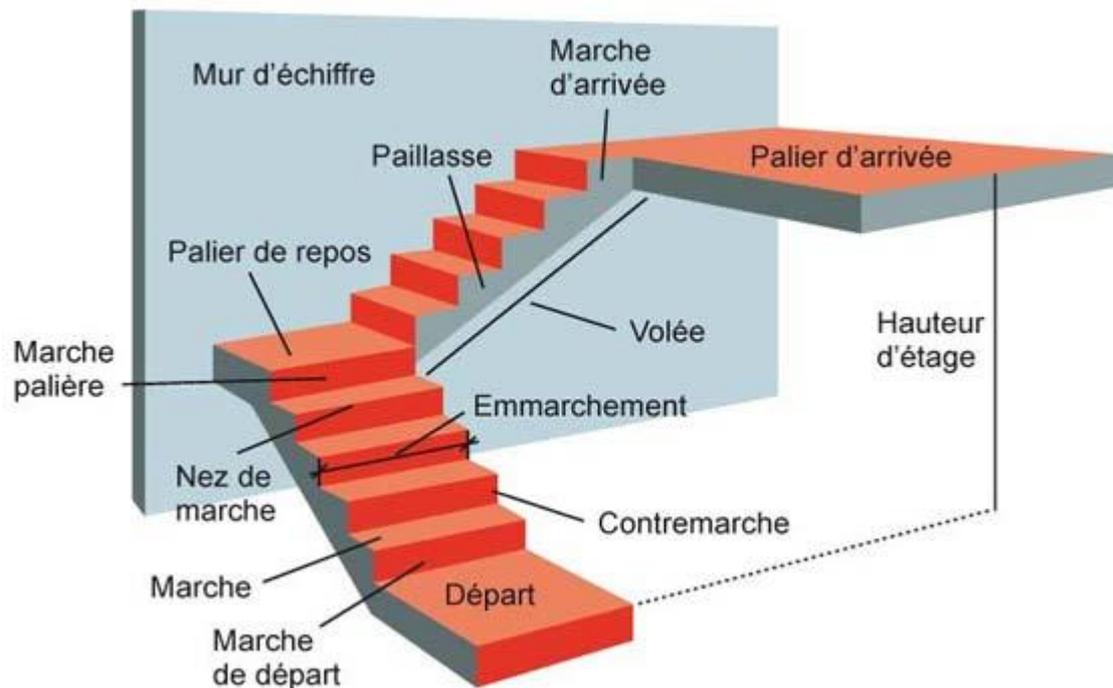


Figure 5.1 : Schéma sur les composants d'un escalier

Il existe plusieurs types d'escalier, on les distingue selon la nature de l'élément de résistance sur le quelle ils s'appuient. Les plus courants sont :

- **Escalier a paillasse porteuse.**
- **Escalier a marche porteuse**

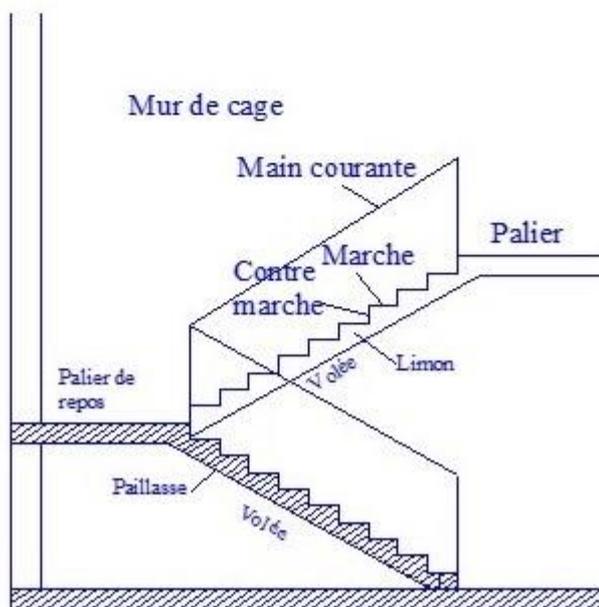
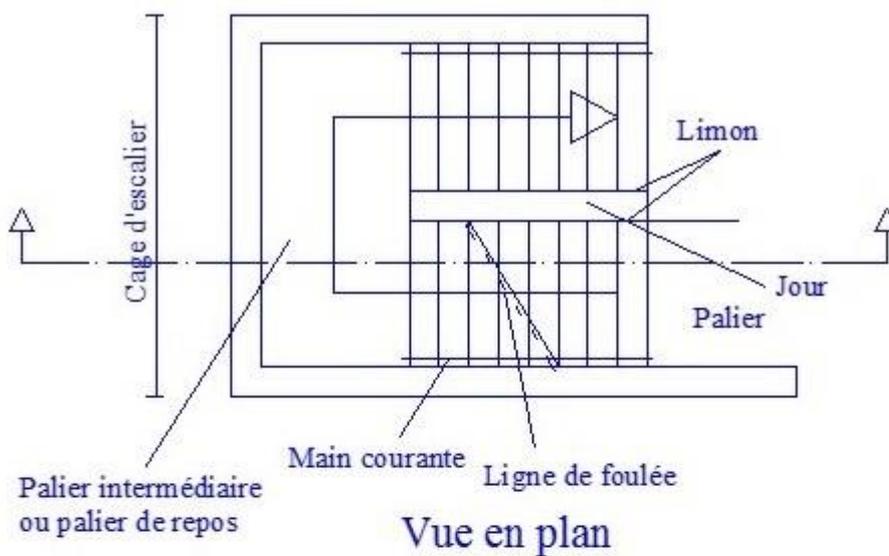


Figure 5.2 : Les coupes d'un escalier

**Remarque :** Notre ouvrage comporte un seule type, escalier à paillasse porteuse.

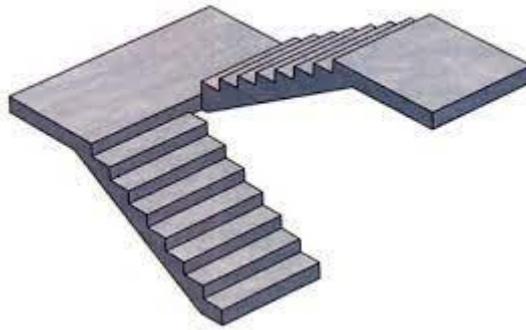


Figure 5.3 : Schéma d'escalier de deux volées.

**Remarque :** Notre escalier comporte 3 volées et il est entouré par deux voiles en béton armé sur les côtés et un mur (double cloison) en brique sur le 3ème coté.

### **5.1.2 Dimensionnement :**

#### **a) Calcul du giron (g) et de la hauteur de marche (h) :**

D'après la formule de **BLONDEL**, on a :

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

- **g** : giron
- **h** : hauteur d'une marche.

On prend : **h = 17cm** et **g = 30cm**

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

$$59 \text{ cm} \leq (30 + 2 \cdot 17) = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \text{ (Condition vérifiée)}$$

#### **b) Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

D'après la formule suivante :  $N_c = \frac{H}{h} = \frac{305}{17} \approx 17,94$  on prend 18

**{n = N<sub>c</sub> - 1 = 9 - 1 = 8 Marches pour la volée 1 et volée 2.**

On aura 18 contres marches pour RDC (9 contre marches pour la volée 1 et 9 pour la volée 2)

#### **c) L'angle d'inclinaison (α) :**

On propose : **g = 30 cm** et **h = 17 cm**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \approx 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

#### d) Dimension des volées :

❖ **Volée (1) et (2):** Longueur ( $L_p$ )

$$\text{Longueur } (L_p) : L' = \frac{210}{\cos 29,53} = 241,35 \text{ cm} = \mathbf{2,41 \text{ m}}$$

$$L_{\text{paillasse}} = L' + L_{\text{palier}} = 2,41 + 1,10 = \mathbf{3,51 \text{ m}}$$

$$\text{Epaisseur } (e_p) : \text{Condition de résistance : } \frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{l_p}{20}$$

$$\Rightarrow \frac{351}{30} \leq e_p \leq \frac{351}{20} \Rightarrow 11,70 \leq e_p \leq 17,55$$

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

#### 5.1.3 Descente des charges des escaliers :

##### Charge permanente de la Volée « G » :

| Matériaux                       | Epaisseur (m) | Masse vol (KN/m <sup>3</sup> ) | Charges (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------|---------------|--------------------------------|------------------------------|
| Revêtement horizontal en marbre | 0,02          | 20                             | 0,40                         |
| Revêtement vertical en marbre   | 0,02          | 20                             | 0,40                         |
| Poids propre des marches        | 0,15          | //                             | 1,87                         |
| Poids propre de la paillasse    | 0,15          | //                             | 4,31                         |
| Enduit en ciment                | 0,02          | 20                             | 0,40                         |
|                                 |               | <b>Total</b>                   | <b>7,38</b>                  |

Tableau 5.1 : Charge permanente de la Volée

**Charge permanente du Palier « G » :**

| Matériaux              | Epaisseur (m) | Masse vol (KN/m <sup>3</sup> ) | Charges (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------|---------------|--------------------------------|------------------------------|
| Poids propre du palier | 0,15          | 25                             | 3,75                         |
| Revêtement en marbre   | 0,02          | 12                             | 0,24                         |
| Mortier de pose        | 0,02          | 20                             | 0,40                         |
| Enduit en ciment       | 0,02          | 20                             | 0,40                         |
|                        |               | Total                          | 4,79                         |

Tableau 5.2 : Charge permanente du Palier

**Charges d'exploitations « Q » :**Escalier (RDC + les autres étages) :  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ **5.1.4 Les combinaisons d'action Escalier (RDC + les autres étages) :**

a) Volée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } P_u = 1,35 G + 1,5 Q \\ P_u = 1,35 \cdot 7,38 + 1,5 \cdot 2,5 \\ P_u = 13,713 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELS: } P_u = G + Q \\ P_s = 7,38 + 2,5 \\ P_s = 9,88 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

b) Palier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } P_u = 1,35 G + 1,5 Q \\ P_u = 1,35 \cdot 4,79 + 1,5 \cdot 2,5 \\ P_u = 10,217 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELS: } P_u = G + Q \\ P_s = 4,79 + 2,5 \\ P_s = 7,29 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

**5.1.5 Calcul des sollicitations :**

|        | G (KN/m <sup>2</sup> ) | P (KN/m <sup>2</sup> ) | ELU (KN/ml)<br>$P_u = (1.35.G + 1.5P) \cdot 1m$ | ELS (KN/ml)<br>$P_s = (G + P) \cdot 1m$ |
|--------|------------------------|------------------------|---|---|
| volée  | 7,38                   | 2,5                    | 13,713  | 9,88                                    |
| Palier | 4,79                   | 2,5                    | 10,217  | 7,29                                    |

Tableau 3 : Tableau récapitulatif des chargements

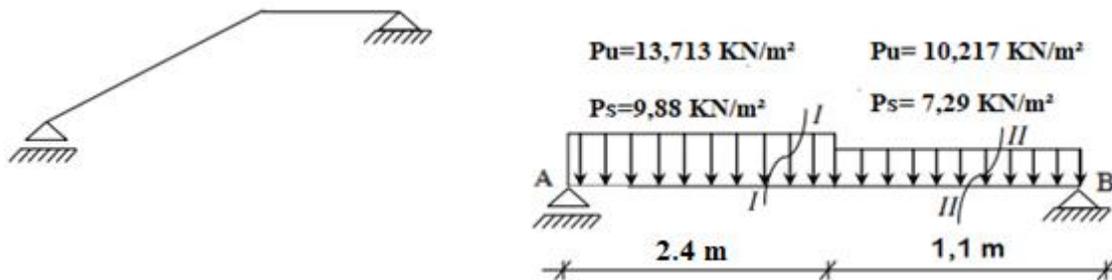


Figure 4 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

❖ Détermination des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

Calcul des réactions :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = P_{U1} \times 2.4 + P_{U2} \times 1.1$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 13,713 \times 2.4 + 10,217 \times 1.1$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = \mathbf{40.036 \text{ KN}}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A = \frac{q_u^1 \times 2,1 \left( \frac{2,1}{2} + 1,1 \right) + q_u^2 \times 1,1 \times \left( \frac{1,1}{2} \right)}{3,20}$$

$$R_A = \frac{13,713 \times 2,1 \left( \frac{2,1}{2} + 1,1 \right) + 10,217 \times 1,1 \times \left( \frac{1,1}{2} \right)}{3,20} = \mathbf{21,280 \text{ KN}}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_u^1 \times 2,1 \left( \frac{2,1}{2} \right) + q_u^2 \times 1,1 \times \left( \frac{1,1}{2} + 2,1 \right)}{3,20}$$

$$R_B = \frac{13,713 \times 2,1 \left( \frac{2,1}{2} \right) + 10,217 \times 1,1 \times \left( \frac{1,1}{2} + 2,1 \right)}{3,20} = \mathbf{18,756 \text{ KN}}$$

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

**Calcul des réactions :**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = P_{S1} \times 2.1 + P_{S2} \times 1.1$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 9,88 \times 2.4 + 7,29 \times 1.1$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = \mathbf{28.77 \text{ KN}}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A = \frac{q_s^1 \times 2,1 \left( \frac{2,1}{2} + 1,1 \right) + q_s^2 \times 1,1 \times \left( \frac{1,1}{2} \right)}{3,20}$$

$$R_A = \frac{9,88 \times 2,1 \left( \frac{2,1}{2} + 1,1 \right) + 7,29 \times 1,1 \times \left( \frac{1,1}{2} \right)}{3,20} = 15,32 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_s^1 \times 2,1 \left( \frac{2,1}{2} \right) + q_s^2 \times 1,1 \times \left( \frac{1,1}{2} + 2,1 \right)}{3,20}$$

$$R_B = \frac{9,88 \times 2,1 \left( \frac{2,1}{2} \right) + 7,29 \times 1,1 \times \left( \frac{1,1}{2} + 2,1 \right)}{3,20} = 13,45 \text{ KN}$$

❖ **Effort tranchant et moment fléchissant :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

**Section I-I :  $0 \leq x \leq 2,10 \text{ m}$**

$$T(x) = R_A - (q_{u \text{ vol}} \times x)$$

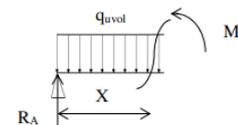
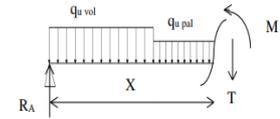
$$M(x) = R_A x - (q_{u \text{ vol}} \frac{x^2}{2})$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T = \mathbf{21,28 \text{ KN}} \\ x = 2,10 \Rightarrow T = \mathbf{-7,52 \text{ KN}} \end{cases} \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M = \mathbf{00 \text{ KN}} \\ x = 2,1 \Rightarrow M = \mathbf{14,45 \text{ KN}} \end{cases}$$

**Section II-II :  $2,10 \text{ m} \leq x \leq 3,20 \text{ m}$**

$$T(x) = R_A - 2,4 \times q_{u \text{ vol}} - q_{u \text{ palier}} \times (x - 2,1)$$

$$M(x) = R_A x - 2,4 \left( x - \frac{2,1}{2} \right) q_{u \text{ vol}} - \frac{(x - 2,1)^2}{2} q_{u \text{ palier}}$$



$$\begin{cases} x = 2,10 \Rightarrow T = -7,52 \text{ KN} \\ x = 3,20 \Rightarrow T = -18,76 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} x = 2,10 \Rightarrow M = 14,45 \text{ KN} \\ x = 3,20 \Rightarrow M = 00 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$\Rightarrow T = 0 \quad R_A - (q_{u \text{ vol}} \times x) = 0 \Rightarrow x = 1,55 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = R_A x - (q_{u \text{ vol}} \frac{x^2}{2}) = 16,51 \text{ KN.m}$$

**Remarque :** les appuis sont semi encastré donc ils doivent équilibrer un moment.

$M_a = 0,2 M_{\text{max}}$  qui conduit à un moment réduit en travée :  $M_t = 0,8 M_{\text{max}}$

**Moment en appuis :**

$$M_a = -0,2 M_{\text{max}} = -3,302 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée :**

$$M_t = 0,8 M_{\text{max}} = 13,208 \text{ KN.m}$$

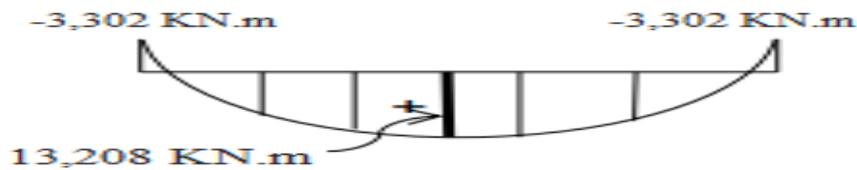


Figure 5.5 : Diagrammes des moments

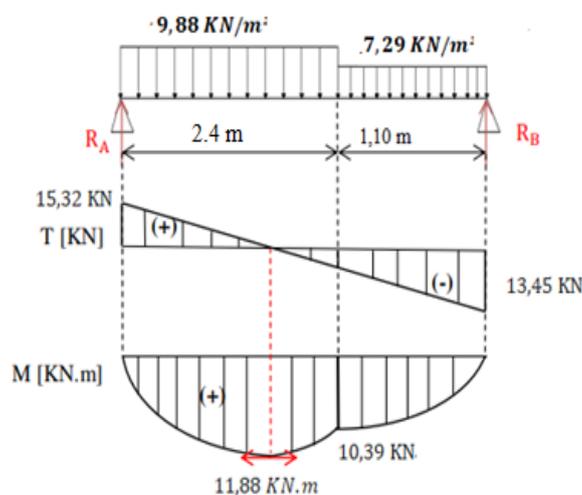


Figure 5.6 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

**Section I-I :  $0 \leq x \leq 2,10$  m**

$$T(x) = R_A - (q_{s\ vol} \times x)$$

$$M(x) = R_A x - (q_{s\ vol} \frac{x^2}{2})$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T = \mathbf{15,32\ KN} \\ x = 2,10 \Rightarrow T = \mathbf{-5,43\ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M = \mathbf{00\ KN} \\ x = 2,1 \Rightarrow M = \mathbf{10,39\ KN} \end{cases}$$

**Section II-II :  $2,10\ m \leq x \leq 3,20$  m**

$$T(x) = R_A - 2,1 \times q_{s\ vol} - q_{s\ palier} \times (x - 2,1)$$

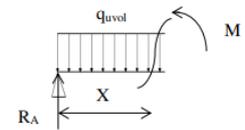
$$M(x) = R_A x - 2,1 (x - \frac{2,1}{2}) q_{s\ vol} - \frac{(x - 2,1)^2}{2} q_{s\ palier}$$

$$\begin{cases} x = 2,10 \Rightarrow T = \mathbf{-5,43\ KN} \\ x = 3,20 \Rightarrow T = \mathbf{-13,45\ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} x = 2,10 \Rightarrow M = \mathbf{10,39\ KN} \\ x = 3,20 \Rightarrow M = \mathbf{00\ KN} \end{cases}$$

❖ Calcul du moment fléchissant maximum :

$$\Rightarrow T = 0 \quad R_A - (q_{s\ vol} \times x) = 0 \Rightarrow x = 1,55\ m$$

$$M_{max} = R_A x - \left( q_{s\ vol} \frac{x^2}{2} \right) = 11,88\ KN.m$$



**Remarque :** les appuis sont semi encastéré donc ils doivent équilibrer un moment.

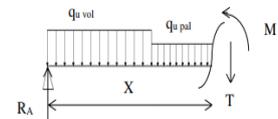
$$M_a = 0,2 M_{max} \text{ qui conduit à un moment réduit en travée : } M_t = 0,8 M_{max}$$

**Moment en appuis :**

$$M_a = -0,2 M_{max} = -2,376\ KN.m$$

**Moment en travée :**

$$M_t = 0,8 M_{max} = 11,504\ KN.m$$



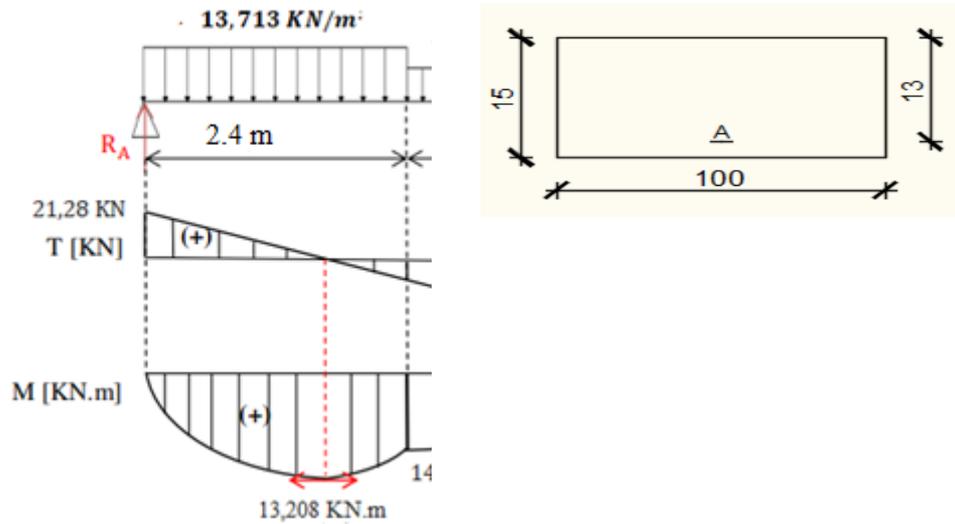


Figure 7 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELS

|     | P <sub>PAL</sub><br>(KN/ml) | P <sub>VOL</sub><br>(KN/ml) | R <sub>A</sub><br>(KN) | R <sub>B</sub><br>(KN) | X <sub>max</sub><br>(m) | M <sub>max</sub><br>(KN.m) | M <sub>TRV</sub><br>(KN.m) | M <sub>APP</sub><br>(KN.m) |
|-----|-----------------------------|-----------------------------|------------------------|------------------------|-------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| ELU | 13,713                      | 10,217                      | 21,28                  | 18,756                 | 1,55                    | 16,51                      | 13,208                     | 3,302                      |
| ELS | 9,88                        | 7,29                        | 15,32                  | 13,45                  | 1,55                    | 11,88                      | 11,504                     | 2,376                      |

Tableau 5.4 : Tableau des sollicitations des escaliers

**5.1.6. Calcul du ferrailage :**

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

En travée :

$M_t = 13,208 \text{ KN.m}$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13208}{14,2 \times 100 \times 15^2} = 0,041$$

$\mu = 0,041 < \mu_L = 0,392$  'A n'existe pas et  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow$

$$\sigma_s = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,052$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,980$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u^t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13208}{435 \times 0,980 \times 15} = 2,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1] :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{500} = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u^t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_u^t = 2,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T10 \Rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(T10 e = 20cm).

- **Etat limite de service (E L S) :**

En travée :

$$M_t = 11,504 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE500

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u^t}{M_s^t} = \frac{13,208}{11,504} = 1,15$$

$$\alpha = 0,052 < \frac{1,15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,325 \Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} < -\sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

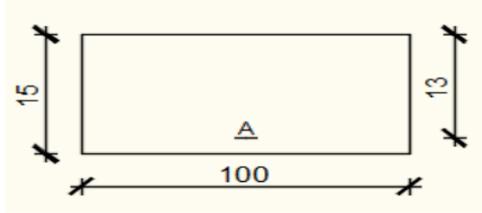
**Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible et les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues. (Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

- **Armatures de répartition :**

$$A_r^t > \frac{A_u^t}{4} = \frac{2,07}{4} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



- **Choix des armatures :**

$$4T8 \Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(T8 e = 20cm).

- **Etat limite ultime (E L U) :**

En appuis :

$$M_a = 3,302 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3302}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_L = 0,392 \text{ 'A n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow$$

$$\sigma_s = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,018$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u^a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3302}{435 \times 0,993 \times 13} = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1] :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u^t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_u^a = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T10 \Rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(T10 e = 20cm).

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

En appuis :

$$M_a = 2,376 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE500} \end{array} \right. \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u^a}{M_s^a} = \frac{3302}{2376} = 1,39$$

$$\alpha = 0,052 < \frac{1,15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} < -\sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible et les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues. (Aucune vérification pour ( $\sigma_s$ ))

- **Armatures de répartition :**

$$A_r^t > \frac{A_u^a}{4} = \frac{1,20}{4} = 0,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T8 \Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(T8 e = 20cm).



- La fissuration est considérée comme préjudiciable

### Matériaux :

- Béton de résistance  $f_{c28}$  25Mpa
- Acier de limite élastique  $F_e$  400Mpa

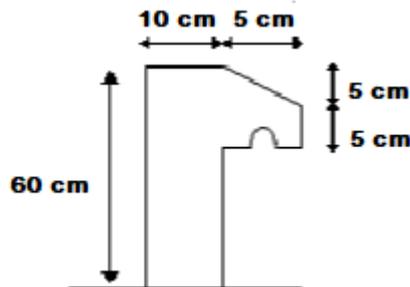


Figure 5.9 : Coupe transversale de l'acrotère

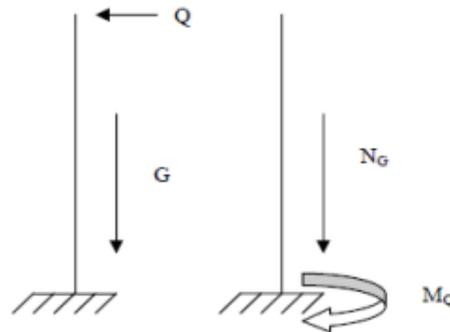


Figure 10 : Schéma Statique de l'acrotère

### V.2.2 Détermination des sollicitations :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge d'exploitation, on prend le maximum entre (1 KN et  $F_p$ )  

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \text{ (RPA 99 V 2003)}$$

Avec :

- $F_p$  : force horizontales
- $A$  : coefficient d'accélération de zone (zone Iia),  $A=0.15$
- $C_p$  : facteur de force horizontale (élément en console),  $C_p = 0.8$
- $W_p$  : poids de l'acrotère

S : la surface de l'acrotère :  $S=(0.05 \times 0.05)/2 + (0.05 \times 0.1) + 0.6 \times 0.1$       **S=0.06625 m<sup>2</sup>**

$W_p=0.06625 \times 25$        **$W_p=1.66$  KN/ml**

$F_p=4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.66$        **$F_p=0.80$  KN/ml**

➤ **ELU :**

- La surcharge d'exploitation :  $Q_u = 1.5 F_p$        **$Q_u=1.20$  KN**
- La charge permanente :  $N_u = 1.35 W_p$        **$N_u=2.24$  KN**
- Moment d'encastrement :  $M_u = hQ_u$        **$M_u=0.72$  KN**

➤ **ELS :**

- La surcharge d'exploitation :  $Q_s = F_p$        **$Q_s=1.20$  KN**
- La charge permanente :  $N_s = W_p$        **$N_s=2.24$  KN**
- Moment d'encastrement :  $M_s = hQ_u$        **$M_s=0.72$  KN**

### V.2.3 Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M}{N}$$

➤ **ELU :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,72}{2,24} = \mathbf{0,32 \text{ m}}$$

$$e = 0.32 \text{ m} > h/2 - c = \mathbf{0.03}$$

Donc La section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M.

$$\mathbf{M1} = N_u. (e + \frac{h}{2} - c) = \mathbf{0,784 \text{ KN.m}}$$

### 5.2 .4.Détermination du ferrailage :

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{784}{100 \cdot 10^2 \cdot 14,2} = 0,0055$$

$\mu = 0,0055 < 0,392$  et  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 435$  MPa donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Détermination des armatures :**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{784}{435 \cdot 0,997 \cdot 10} = 0,181 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sollicitation réelle (flexion composé) :**

$$A_s = A - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,181 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_t / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 10 \cdot 2,1 / 500 = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prend :  $A_s = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 0,966 \text{ cm}^2$

- **Choix des armatures :**

$$A_s = 4 \text{ T8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Choix :  $A_r = 2 \text{ T8} = 1,01 \text{ cm}^2$

➤ **ELS :**• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Suivant l'article A.2.1.1 des règles BAEL modifié 99, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau'_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa})$$

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = T_{\max} / b d$$

$$T_{\max} = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 0,80 = \mathbf{1,20 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = 1200/100 \times 100 = \mathbf{1,20 \text{ MPa}}$$

**Contrainte tg limite :**

$$\tau'_u = \min \left( 0,2 f_{c28} \frac{1}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) \Rightarrow \tau'_u = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}$$

$\tau'_u > \tau_u$  = Il n'y a pas de reprise de bétonnage et Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

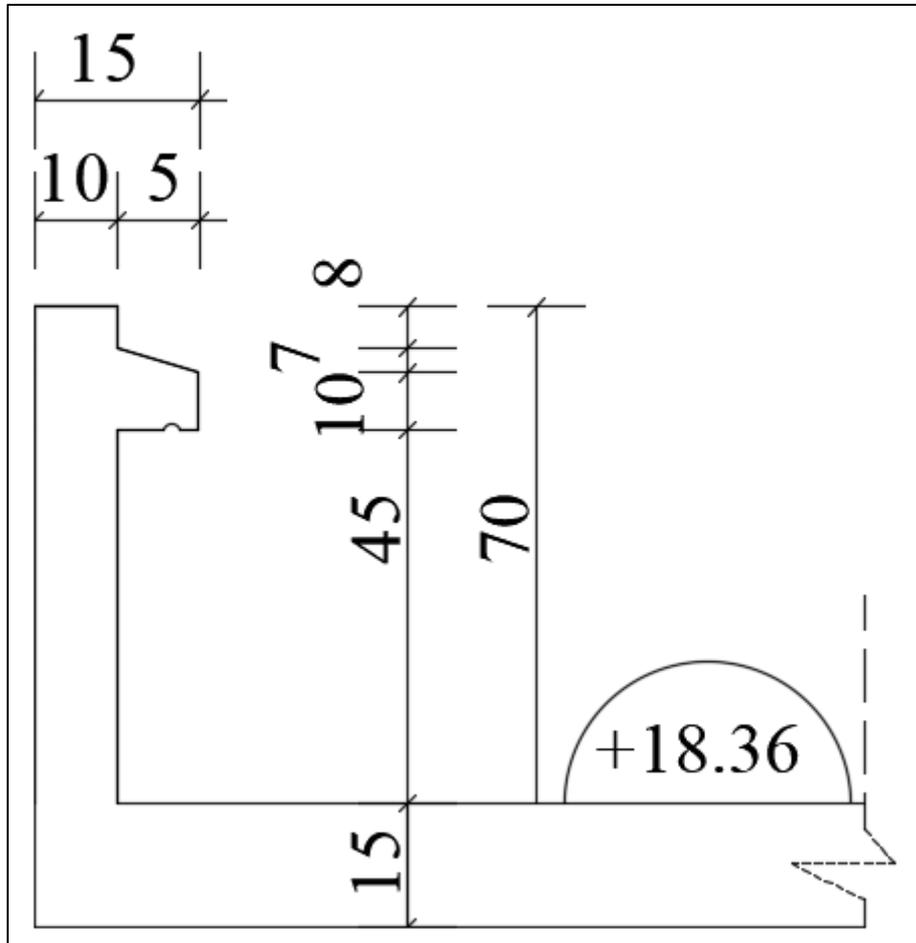


Figure 5.11 : Détails d'acrotère

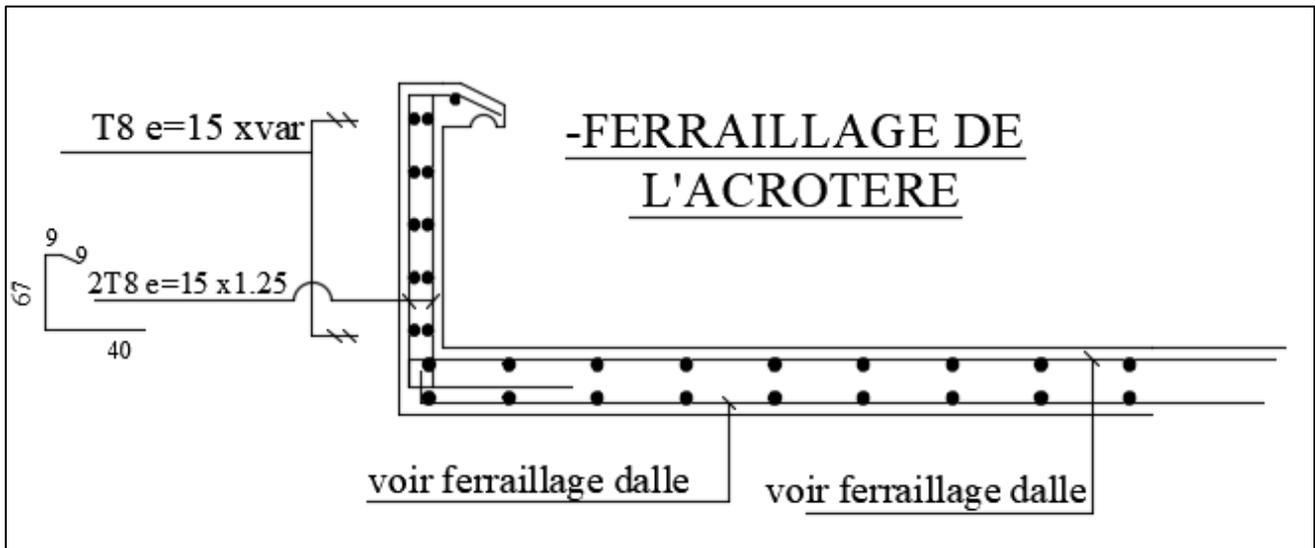


Figure 5.12 : Ferrailage d'acrotère

### 5.3. Etude de balcon :

#### 5.3.1 Définition :

Les balcons sont considérés comme étant encastés sur les poutres, sont calculés comme une console de 1 m de largeur sollicitée par une charge permanente  $G$  et une surcharge d'exploitation  $Q$

On adopte une épaisseur de  $h=15$  cm. Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

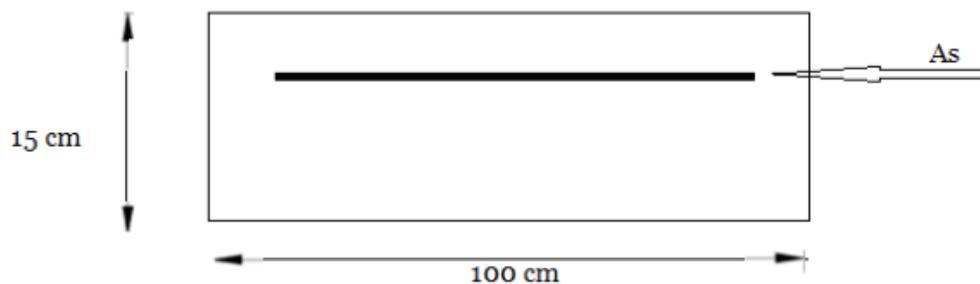


Figure 13 : Une coupe transversale de un mètre linéaire pour un balcon.

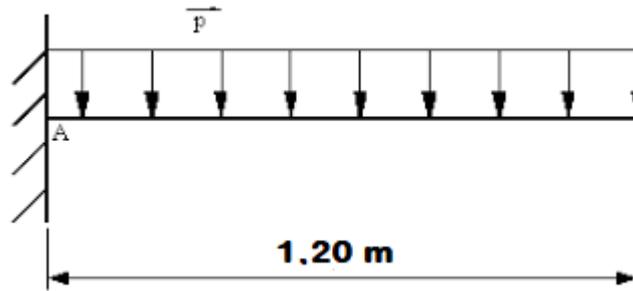


Figure 14 : schéma statique du balcon.

**5.3.2 Descente de charges :**

- **Charge permanente :**

| Matériaux           | Epaisseur (m) | Masse vol (KN/m <sup>3</sup> ) | Charges (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------|---------------|--------------------------------|------------------------------|
| R avec dalle de sol | 0,02          | 12                             | 0,24                         |
| Mortier en ciment   | 0,03          | 20                             | 0,60                         |
| Lit de sable fin    | 0,01          | 20                             | 0,20                         |
| Dalle pleine en B.A | 0,15          | 25                             | 3,75                         |
| Enduit en plâtre    | 0,03          | 10                             | 0,30                         |
|                     |               | <b>Total</b>                   | <b>5,09</b>                  |

Tableau 5 : Charge permanente du balcon.

Pour une bonde de 1 ml de largeur :

$$G = 5.29 \times 1m = 5.09 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d’exploitation**

Un balcon pour les locaux à usage d’habitation :  $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$  Pour une bonde de 1 ml de largeur :  $Q = 3.50 \times 1m = 3.50 \text{ KN/ml}$

- **Calcul de la charge due au poids du mur :**

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur :  $e = 10 \text{ cm}$        $G_m = 1.44 \text{ KN/m}^2$

Hauteur du mur :  $h = 2.91 \text{ m}$        $P = 1.44 \times 2.91 = 4,19 \text{ KN /ml}$

❖ **Combinaisons fondamentales :**➤ **ELU :**

$$Q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 5,09 + 1,5 \cdot 3,5 = \mathbf{14,51 \text{ KN/ml}}$$

$$P_u = 1,35P = \mathbf{2.333 \text{ KN/ml.}}$$

➤ **ELS :**

$$Q_{s1} = G + Q = 5,09 + 3,5 = \mathbf{8,59 \text{ KN/ml}}$$

$$P_s = P = \mathbf{1.728 \text{ KN/ml.}}$$

**Remarque :**

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le Plus bas possible  $\rightarrow a = 1 \text{ cm}$ .

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc ; on prendra : } \phi_{\max} = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

• **Calcul de l'enrobage :**

$$C = 10 + \frac{\phi}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \rightarrow \mathbf{C = 15 \text{ mm}}$$

• **Hauteur utile :**

$$d = h_d - c = 15 - 1,5 = 13,5 \rightarrow \mathbf{d = 13,5 \text{ cm}}$$

• **Calcul du moment fléchissant :**➤ **ELU :**

$$M_u = - [1,35G + 1,5Q] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = - [1,35 \times 5,09 + 1,5 \times 3,5] \frac{1,20^2}{2} - 1,35 \times 4,19 \times 1,20 \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -15,52 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$M_s = - [G + Q] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_s = - [5,09 + 3,5] \frac{1,20^2}{2} - 4,19 \times 1,20 \times 1 \text{ m}$$

$$M_s = -11,21 \text{ KN.m}$$

### **5.3.3. Calcul du ferrailage :**

➤ **ELU :**

$$M_u = -15520 \text{ N.m}$$

### **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{15520}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,060$$

$\mu = 0,060 < 0,392$  et  $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 435 \text{ MPa}$  donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,080$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \rightarrow \beta = 0,968$$

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{15520}{435 \cdot 0,968 \cdot 13,5} = 2,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité [CBA91/A4.2.1] :**

$$\text{Acier FeE500} \Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max ( A_{\text{cal}} ; A_{\min} ) \rightarrow A = 2,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T10 \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 15\text{cm}).$$

- **ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE500} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15520}{11210} = 1,39$$

$$\alpha = 0,052 < \frac{1,15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} < -\sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible et les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues. (Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,73}{4} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T8 \rightarrow A = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 e = 15\text{cm})$$

**5.3.4. Calcul des armatures transversales :**

$$T_{\max}^u = (1,35G + 1,5Q) \times L + 1,35P \times 1$$

$$T_{\max}^u = (1,35 \times 5,09 + 1,5 \times 3,5) \times 1,20 + 1,35 \times 4,19 \times 1$$

$$T_{\max}^u = 20,20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{100 \times b \times d} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25$$

$$\tau_u = 0,163 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 5.3.5. Vérification de la flèche :

$$\frac{h_d}{20} > \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > 0,05$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 13,5} = 0,0023 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{500} = 0,0040$$

### Conclusion :

Les deux (02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

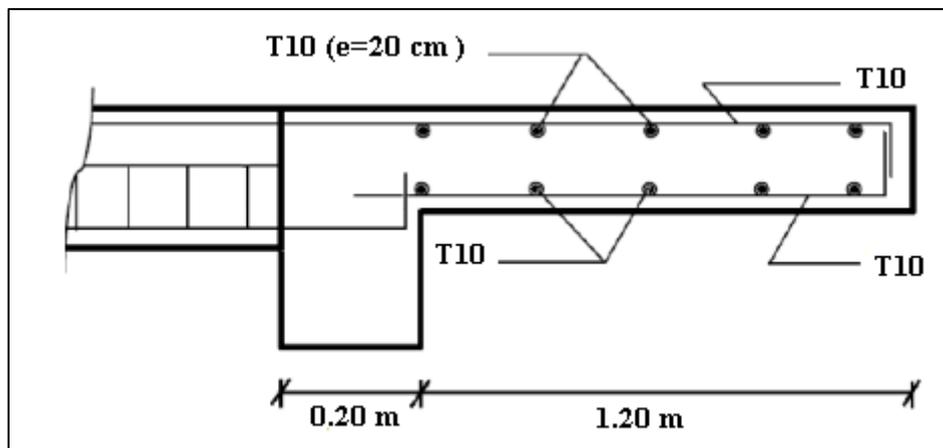


Figure 5.15 : Ferrailage balcon





# **CHAPITRE 06**

**ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

### **6.1.1 Introduction :**

Une surface horizontale séparant deux niveaux successifs dans une construction les surcharges de fonctionnement du bâtiment, il a d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique, à la sécurité protection incendie et à l'esthétique, sans oublier le rôle technique de support de canalisations réseaux divers.

Sa fonction principale consiste à :

- ▶ Supporter les charges (poids des structures et actions permanentes) et les surcharges (actions variables et accidentelles) et les transmettre aux éléments porteurs à savoir les murs et les poteaux.
- ▶ Transmettre des efforts horizontaux aux éléments de contreventement (diaphragme) :

Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants :

- Dalle.
- Nervures ou poutrelles.
- Poutres.
- Linteaux.

Il existe plusieurs types de planchers, les plus courants sont :

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

A noté que notre ouvrage comporte que des planchers à dalle pleine.

### **6.1.2 Principe de calcul :**

Une dalle pleine est une plaque horizontale porteuse en béton armé, d'épaisseur 8 à 16 cm.

Elle est appuyée par 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des murs ou des voiles.

Pour le calcul, on utilisera **la méthode BAEL**, cette méthode s'applique aux dalles rectangulaires en continuité, totalement ou partiellement encastrées, soumises à un chargement quelconque, en respectant la de fermeture des moments à **1,25 M<sub>0</sub>** dans les deux directions :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**M<sub>w</sub>** et **M<sub>e</sub>**: valeurs absolues pour les moments d'appui de gauche et de droite.

**M<sub>x</sub>** : Moment pour une dalle simplement appuyée.

Cette règle permet de simplifier considérablement les calculs en évitant, pour les dalles appartenant à un maillage de rectangle, un calcul bidimensionnel fastidieux de rectangles chargés et déchargés.

En effet, la sécurité à la rupture de la dalle pourra être assurée par une redistribution des moments entre moments sur appuis et moments en travée. La marge de  $0,25M_0$  permet de réduire la fissuration qui serait dû à une insuffisance d'acier sur appui ou en travée par rapport à la solution obtenue par un calcul exact (programme aux éléments finis par exemple).

### **6.1.3 Hypothèses de calcul :**

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport  $a = \left(\frac{L_x}{L_y}\right)$  on distingue deux cas :

#### **6.1.3.1 Dalle portant dans un seul sens :**

Appelé aussi dalle sur deux appuis, elle porte dans un seul sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\rightarrow \text{Le rapport } : a = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$$

La charge est uniformément chargée.

Pour la détermination des moments fléchissant d'une dalle continue et lorsqu'il s'agit d'un plancher a charge d'exploitation modérée et considéré semi-encasté au niveau des appuis de rive, on a alors :

$$\rightarrow \text{Moment en travée : } M_t = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} 0,75M_0 \\ 0,70M_0 \end{cases}$$

$$\rightarrow \text{Moment en appuis : } M_a = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} 0,40M_0 \\ 0,60M_0 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

#### **6.1.3.2 Dalle portant dans deux directions :**

Dite dalle sur quatre appuis, elle porte dans deux direction, lorsque les deux conditions sont vérifier:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le rapport: } 0,4 < a = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \\ \text{La charge est uniformément chargée.} \end{array} \right.$$

Ou la dalle est soumise à une charge concentrée.

**Remarque:**

D'après l'article (A.8.2, 32) du BAEL 91modif 99, Les dalles rectangulaires encastées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion à partir des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour. Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de **15%** et **25%** selon la condition d'encastrement ce qui conduit à un moment en travée **M<sub>I</sub>** de, respectivement, **0,85M<sub>0</sub>** et **0,75M<sub>0</sub>**. Les moments d'encastrement seront dans ces conditions au moins de **40%** et **50%** des moments maximaux évalués dans l'hypothèse d'articulation.

Dans le cas d'une dalle portant sur deux directions et reposant librement sur son pourtour, les moments fléchissant en travée (**M<sub>x</sub>** et **M<sub>y</sub>**) doivent être affectés d'un coefficient réducteur (noté  $\mu_x$  et  $\mu_y$  (déterminé en fonction de ( $\alpha; \nu$ ))

$$\begin{cases} \mathbf{M}_x = \mu_x \cdot \mathbf{q} \cdot \mathbf{L}_x^2 \text{ (Suivant } \mathbf{L}_x) \\ \mathbf{M}_y = \mu_y \cdot \mathbf{M}_x \text{ (Suivant } \mathbf{L}_y) \end{cases}$$

$\nu$  : coefficient de poisson

$\nu = 0,2$  (pour un béton non fissuré **'ELS**).

$\nu = 0$  (pour un béton fissuré **ELU**).

**6.1.4 Calcul de l'enrobage :**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (**B.A.E.L 91**).

$$\begin{cases} \varnothing_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15\text{cm} \Rightarrow \varnothing_{\max} \leq \frac{15}{10} \cdot 1,5\text{cm} = 15\text{mm} \\ \text{On prendra dans notre calcul : } \varnothing = 10\text{mm} \end{cases}$$

La distance entre la circonférence de l'armature et la paroi extérieure de la dalle est :

- pour un plancher exposé aux intempéries : **a = 2 cm.**
- pour un plancher non exposé aux intempéries : **a = 1cm.**

Notre dalle étant non exposé aux intempéries, donc l'ensemble des armatures de la nappe inférieure seront placées à 1cm de la paroi ( $a = 1\text{cm}$ ).

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C_x = (10 + 5) = 15\text{mm} \\ C_y = a + \frac{\phi}{2} + \phi \Rightarrow C_y = (10 + 5 + 10) = 25\text{mm} \end{cases}$$

Les hauteurs utiles :

$$\begin{cases} dx = hd - C_x = 15 - 1,5 = 13,5 \text{ cm} \\ dy = hd - C_y = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

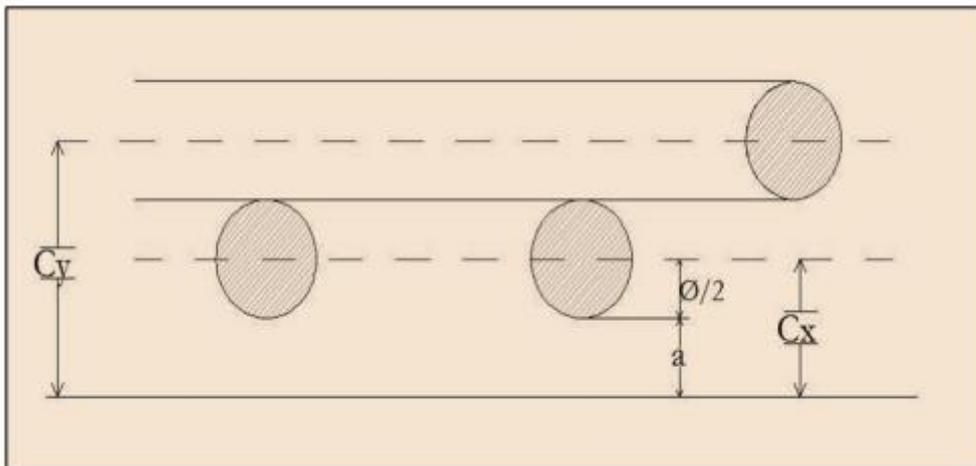


Figure 6.1 : Enrobage.

### 6.1.5 Calcul des sollicitations :

#### ➤ Combinaisons fondamentales :

D'après la descente des charges effectuée dans le chapitre (III) on a :

#### ❖ Plancher terrasse (inaccessible) :

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2 \quad G = 715 \text{ daN/m}^2$$

$$\underline{\text{ELU}} : \overline{Q_u} = 1,35 G + 1,5 P = (1,35 \times 715 + 1,5 \times 100)$$

$$\overline{Q_u} = 1115,25 \text{ daN/m}^2$$

$$\underline{\text{ELS}} : \overline{Q_s} = G + P = (715 + 100)$$

$$\overline{Q_s} = 815 \text{ daN/m}^2$$

❖ **Plancher étage courant :**

$$G = 609 \text{ daN/m}^2 \quad Q = 150 \text{ daN/m}$$

$$\text{ELU : } \overline{Q_u} = 1,35 G + 1,5 P = (1,35 \times 609 + 1,5 \times 100)$$

$$\overline{Q_u} = 1047,15 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \overline{Q_s} = G + P = (609 + 150)$$

$$\overline{Q_s} = 759 \text{ daN/m}^2$$

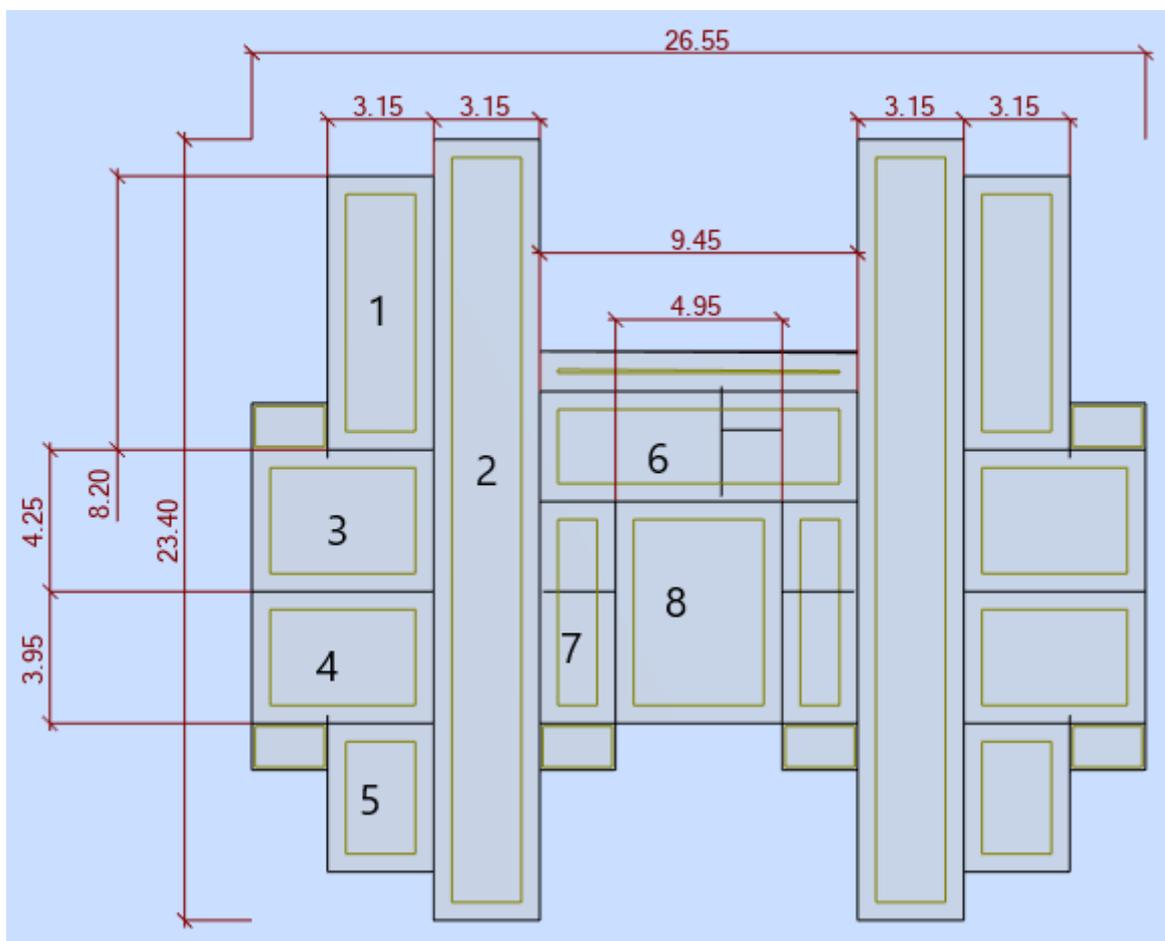


Figure 6.2 : Les différents panneaux

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

On distingue deux types de calculs propres à chaque type de panneau :

a) **Panneau de dalle portant dans une seule direction (panneau 1, 2, 5, 6 et 7) :**

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (6)

( $L_x = 3,30 \text{ m}$  ;  $L_y = 9,45 \text{ m}$ )

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark a = \frac{L_x}{L_y} = 0,34 \Rightarrow a \leq 0,4 \\ \checkmark \text{ Charge uniformément répartie} \end{array} \right\} \text{ Panneau (6) porte dans une seule direction.}$$

A noté que pour la détermination des moments fléchissant, le panneau (6) est considéré comme étant encasté au niveau de ces appuis.

❖ Pour le plancher terrasse :

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$Q_u = \overline{Q_u} \times 1,00 = 1115,25 \times 1,00 = 1115,25 \text{ daN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{0x} = \frac{q l^2}{8} \quad M_{0x} = 1518,134 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{0x} = 1109,418 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

⇒ Moment en travée :

$$M_{tx} = \frac{q l^2}{8} = 0,75 M_{0x}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{tx} = 1138,600 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{tx} = 832,065 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

⇒ Moment en appuis :

$$M_{ax} = \frac{q l^2}{8} = 0,6 M_{0x}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{ax} = -910,900 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{ax} = -665,652 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

a) Panneau dalle portant sur deux directions (les panneaux 3, 4, et 8) :

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (8)

( $L_x = 4,95 \text{ m}$  ;  $L_y = 6,65 \text{ m}$ )

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark a = \frac{L_x}{L_y} = 0,74 \Rightarrow 0,4 \leq a \leq 1 \\ \checkmark \text{ Charge uniformément répartie} \end{array} \right\} \text{ Le panneau (8) porte sur deux directions.}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{x\mu} = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 \\ M_{y\mu} = \mu_y \cdot M_{xu} \end{array} \right\} \begin{array}{|c|c|c|} \hline \text{ELU} & \mu_x = 0,0621 & \mu_y = 0,5105 \\ \hline \text{ELS} & \mu_x = 0,0684 & \mu_y = 0,6447 \\ \hline \end{array}$$

Les coefficients réducteur ( $\mu_x$  et  $\mu_y$ ) sont déterminés en fonction de ( $a$  ;  $v$ ) et relevé du tableau de l'annexe E3 du BAEL.

➤ **Calcul à l'état limite ultime de résistance (ELU) :**

→ Pour le plancher terrasse :

$$Q_u = 1115,25 \text{ daN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = 0,0621 \times 1115,25 \times (4,95)^2 = 1696,970 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0,5105 \times 1696,97 = 866,303 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

⇒ **Moment en travée :**

$$M_{tx}^u = 0,7 \times M_{xu} = 0,7 \times 1696,970 = 1187,879 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,75 \times M_{yu} = 0,75 \times 866,303 = 649,730 \text{ daN.m}$$

⇒ **Moment en appui intermédiaires :**

$$M_{agx}^u = -0,6 \times M_{xu} = -0,6 \times 408,368 = -122,510 \text{ daN.m}$$

$$M_{adx}^u = -0,6 \times M_{xu} = -0,6 \times 408,368 = -122,510 \text{ daN.m}$$

$$M_{ax}^u = -0,6 \times M_{xu} = -0,6 \times 408,368 = -122,510 \text{ daN.m}$$

⇒ **Moment en appui de rive :**

$$M_{ary}^u = -0,3 \times M_{yu} = -0,3 \times 408,368 = -122,510 \text{ daN.m}$$

➤ Calcul a l'état limite de service (ELS) :

→ Pour le plancher terrasse :

$$Q_s = 815 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} M_x^s = 0,0684 \times 815 \times (4,95)^2 = 1696,970 \text{ daN.m} \\ M_y^s = 0,6447 \times 1696,97 = 866,303 \text{ daN.m} \end{cases}$$

⇒ Moment en travée :

$$M_{tx}^s = 0,7 \times M_x^s = 0,7 \times 1696,970 = 1187,879 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^s = 0,75 \times M_y^s = 0,75 \times 866,303 = 649,730 \text{ daN.m}$$

⇒ Moment en appui intermédiaires :

$$M_{agx}^u = -0,6 \times M_x^u = -0,6 \times 408,368 = -122,510 \text{ daN.m}$$

$$M_{adx}^u = -0,6 \times M_x^u = -0,6 \times 408,368 = -122,510 \text{ daN.m}$$

$$M_{ax}^u = -0,6 \times M_x^u = -0,6 \times 408,368 = -122,510 \text{ daN.m}$$

⇒ Moment en appui de rive :

$$M_{ary}^u = -0,3 \times M_y^u = -0,3 \times 408,368 = -122,510 \text{ daN.m}$$

| Les Moments    | Panneau 01 | Panneau 02 | Panneau 06 | Panneau 07 |
|----------------|------------|------------|------------|------------|
| $M_{ad}^u$     | 829,956    | 553,303    | 607,25     | 423,45     |
| $M_{ag}^u$     | 553,303    | 829,956    | 910,9      | 423,45     |
| $M_t^u$        | 1037,445   | 1037,445   | 1138,6     | 494,02     |
| $M_{ad}^{ser}$ | 610,097    | 332,098    | 443,76     | 376,012    |
| $M_{ag}^{ser}$ | 733,428    | 455,023    | 665,652    | 321,559    |
| $M_t^{ser}$    | 811,094    | 489,101    | 832,065    | 606,198    |

Tableau 6.1 : Les moments pour chaque panneau de un seul sens

| Les Moments     | Panneau 03 | Panneau 04 | Panneau 05 | Panneau 08 |
|-----------------|------------|------------|------------|------------|
| $M_{adx}^u$     | 678,054    | 678,054    | 525,011    | 1018,182   |
| $M_{agx}^u$     | 678,054    | 678,054    | 525,011    | 1018,182   |
| $M_{tx}^u$      | 791,06     | 791,06     | 649,88     | 1187,879   |
| $M_{ady}^u$     | 269,37     | 269,37     | 218,12     | 519,782    |
| $M_{agy}^u$     | 404,052    | 404,052    | 387,032    | 346,52     |
| $M_{ty}^{ser}$  | 505,065    | 505,065    | 487,52     | 649,73     |
| $M_{adx}^{ser}$ | 420,33     | 420,33     | 377,098    | 819,552    |
| $M_{agx}^{ser}$ | 420,33     | 420,33     | 377,098    | 819,552    |
| $M_{tx}^{ser}$  | 572,512    | 572,512    | 501,97     | 956,144    |
| $M_{ady}^{ser}$ | 345,98     | 345,98     | 298,044    | 528,366    |
| $M_{agy}^{ser}$ | 234,087    | 234,087    | 217,27     | 352,244    |
| $M_{ty}^{ser}$  | 487,678    | 487,678    | 450,565    | 660,46     |

Tableau 6.2 : Les moments pour chaque panneau de deux sens

**Clé du tableau:**

Unité : daN.m

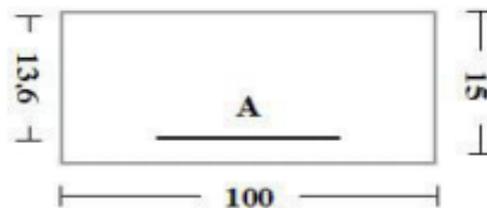
— : Panneau le plus sollicité

### 6.2.1. Détermination des armatures :

Panneau de dalle portant dans une seule direction (panneau 6) :

**Plancher terrasse (inaccessible) :** on prend le panneau (6), le plus sollicité.

|                    |  |  |
|--------------------|--|--|
| <b>En travée :</b> | <b><math>M_{tx}^u = 11386 \text{ N.m}</math></b> | <b><math>M_{tx}^{ser} = 8320.65 \text{ N.m}</math></b> |
|--------------------|--|--|



#### ► Etat limite ultime (ELU) :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11386}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = \mathbf{0,043}$$

$$\mu = \mathbf{0,043} < \mu_l = \mathbf{0,392} \text{ (Acier FeE500) } A' \text{ n'existe pas et } \mathbf{1000 \epsilon_s} > \mathbf{1000 \epsilon_l}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = \mathbf{435 \text{ MPa}}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mathbf{0,055}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mathbf{0,978}$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11386}{435 \times 0,978 \times 13,5} = \mathbf{1,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

1) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{tx}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{txmin}^u = \mathbf{0,9 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

**Conclusion :**

$$A_{tx}^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (1,96 ; 0,9) \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_{tx}^u = \mathbf{1,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

2) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \mathbf{\min (3 \times 15 ; 33\text{cm})}$$

$$e \leq \mathbf{33\text{cm}}$$

3) Choix des armatures :

$$A_{tx}^u = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \mathbf{(4T10)}$$

**Remarque :**

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles (200 × 300) mm constitués de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE500.

**► Etat limite de service (ELS) :**

Avant de passer au calcul à l'ELS ou pas, il faut avant tout effectuer certaines vérifications qui sont relatives à la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$ , à la contrainte des aciers  $\sigma_s$  et aux déformations. Ces vérifications ont pour but d'évaluer la nécessité ou non du calcul à l'ELS :

**➤ La contrainte des armatures tendues  $\sigma_s$  :**

Puisque la fissuration est peu nuisible (notre élément est situés dans les locaux couverts et clos), aucune vérification n'est effectuée pour  $\sigma_s$ .

**➤ La contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que :  $\sigma_b \leq 0.6 f_{c28}$

**1) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 3,14}{100} \Rightarrow D = 0.471$$

$$\gamma_1 = D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 13,6 \times 0,471$$

Donc  $E = 12,811$  d'où  $\gamma_1 = 4,08$  cm

$$I = \frac{b \times \gamma_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - \gamma_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (4,08)^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - \gamma_1)^2 \Rightarrow I = 4837,166 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}}{I} = \frac{8320,65}{4837,166} \Rightarrow k = 1.72$$

**Enfin :**

$$\sigma_b = k \times \gamma_1 = 1,72 \times 4,08 \Rightarrow \sigma_b = 7,017 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

La contrainte du béton  $\sigma_b$  étant vérifiée, nous retiendrons la valeur de la section d'armature calculée à l'ELU ( $A_{tx} = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ).

|             |                         |                             |
|-------------|-------------------------|-----------------------------|
| En appuis : | $M_{ax}^u = 910.900N.m$ | $M_{ax}^{ser} = 665.652N.m$ |
|-------------|-------------------------|-----------------------------|

► Etat limite ultime (ELU) :

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9109}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE500) } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,044$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9109}{435 \times 0.982 \times 13,5} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{tx}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{txmin}^u = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Conclusion :**

$$A_{tx}^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (1,57 ; 0,9) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{tx}^u = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

4) Choix des armatures :

$$A_{tx}^u = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (4T10)$$

► Etat limite de service (ELS) :

Avant de passé au calcul a l'ELS ou pas, il faut avant tout effectuer certaines vérifications qui sont relatives à la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$ , a la contrainte des aciers  $\sigma_s$  et aux déformations. Ces vérifications ont pour but d'évaluer la nécessité ou non du calcul à l'ELS

✓ **La contrainte des armatures tendues  $\sigma_s$  :**

Puisque la fissuration est peu nuisible (notre élément est situés dans les locaux couverts et clos), aucune vérification n'est effectuer pour  $\sigma_s$ .

✓ **La contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que :  $\sigma_b \leq 0.6 f_{c28}$

1) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 3,14}{100} \Rightarrow D = 0.471$$

$$\gamma_1 = D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 13,6 \times 0,471$$

donc  $E = 12,811$  d'où  $\gamma_1 = 4,08$  cm

$$I = \frac{b \times \gamma_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - \gamma_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (4,08)^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - \gamma_1)^2 \Rightarrow I = 4837,166 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\max}}{I} = \frac{6656.52}{4837,166} \Rightarrow k = 1.38$$

Enfin :

$$\sigma_b = k \times \gamma_1 = 1,38 \times 4,08 \Rightarrow \sigma_b = 5,63 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

a) Panneau de dalle portant dans deux sens (panneau 3, 4, 5 et 8) :

**Plancher terrasse (inaccessible)** : on prend le panneau (8), le plus sollicité.

|                      |                                   |                                      |
|----------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|
| En travée (sens x-x) | $M_{tx}^u = 11878,79 \text{ N.m}$ | $M_{tx}^{ser} = 9561,44 \text{ N.m}$ |
|----------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|

► Etat limite ultime (ELU) :

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b c \cdot b \cdot d^2} = \frac{11878,79}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,0452$$

$\mu = 0,0452 < \mu_l = 0,392$  (Acier FeE500) A' n'existe pas et  $1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0578$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,976$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11878,79}{435 \times 0,971 \times 13,5} = 0,0572 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{tx}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{txmin}^u = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

**Conclusion :**

$$A_{tx}^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (2,61 ; 0,9) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{tx}^u = 2,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4) Choix des armatures :

$$A_{tx}^u = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (4T10)$$

Remarque :

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles (200 × 300) mm constitués de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE500.

► Etat limite de service (ELS) :

Comme il a été indiqué précédemment dans le calcul des panneaux portant dans un seul sens, la vérification des contraintes de béton  $\sigma_b$  et de l'acier  $\sigma_s$  pour les panneaux portant dans deux directions s'effectuera de la même façon.

➤ La contrainte des armatures tendues  $\sigma_s$  :

Puisque la fissuration est peu nuisible (notre élément est situés dans les locaux couverts et clos), aucune vérification n'est effectuer pour  $\sigma_s$ .

➤ La contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :

Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que :  $\sigma_b \leq 0.6 f_{c28}$

1) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 3.14}{100} \Rightarrow D = 0.471$$

$$\gamma_1 = D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 13,6 \times 0,471$$

Donc  $E = 12,811$  d'où  $\gamma_1 = 3,09$  cm

$$I = \frac{b \times \gamma_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - \gamma_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (3,09)^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - \gamma_1)^2 \Rightarrow I = 6186,125 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}}{I} = \frac{9561,44}{6186,125} \Rightarrow k = 1,55$$

Enfin :

$$\sigma_b = k \times \gamma_1 = 1,55 \times 3,09 \Rightarrow \sigma_b = 4,79 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$

- La fissuration est peu nuisible

Les armatures calculées à l'ELU

Seront maintenues.

|                      |                                   |                                      |
|----------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|
| En appuis (sens x-x) | $M_{ax}^u = 10181,82 \text{ N.m}$ | $M_{ax}^{ser} = 8195,52 \text{ N.m}$ |
|----------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|

► Etat limite ultime (ELU) :

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10181,82}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,039$$

$$\mu = 0,039 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE500) A' n'existe pas et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0497$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,980$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10181,82}{435 \times 0,980 \times 13,5} = 0,0572 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{tx}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{txmin}^u = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

Conclusion :

$$A_{tx}^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (2,61 ; 0,9) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{tx}^u = 2,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4) Choix des armatures :

$$A_{tx}^u = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (4T10)$$

Remarque :

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles (200 × 300) mm constitués de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE500.

► Etat limite de service (ELS) :

Comme il a été indiqué précédemment dans le calcul des panneaux portant dans un seul sens, la vérification des contraintes de béton  $\sigma_b$  et de l'acier  $\sigma_s$  pour les panneaux portant dans deux directions s'effectuera de la même façon.

➤ La contrainte des armatures tendues  $\sigma_s$  :

Puisque la fissuration est peu nuisible (notre élément est situés dans les locaux couverts et clos), aucune vérification n'est effectuer pour  $\sigma_s$ .

➤ La contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :

Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que :  $\sigma_b \leq 0.6 f_{c28}$

1) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 3.14}{100} \Rightarrow D = 0.471$$

$$\gamma_1 = D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 13,6 \times 0,471$$

$$\text{Donc } E = 12,811 \text{ d'où } \gamma_1 = 3,09 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times \gamma_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - \gamma_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (3,09)^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - \gamma_1)^2 \Rightarrow I = 6186,125 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\max}}{I} = \frac{8195,52}{6186,125} \Rightarrow k = 1,32$$

Enfin :

$$\sigma_b = k \times \gamma_1 = 1,32 \times 3,09 \Rightarrow \sigma_b = 4,07 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$

La fissuration est peu nuisible

Les armatures calculées à l'ELU  
Seront maintenues.

|                      |                                 |                                     |
|----------------------|---------------------------------|-------------------------------------|
| En travée (sens y-y) | $M_{ty}^u = 6497.3 \text{ N.m}$ | $M_{ty}^{ser} = 6604.6 \text{ N.m}$ |
|----------------------|---------------------------------|-------------------------------------|

► Etat limite ultime (ELU) :

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{6497,3}{14,2 \times 100 \times (12,5)^2} = 0,0292$$

$$\mu = 0,0292 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE500) } A' \text{ n'existe pas et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0370$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6497,3}{435 \times 0,985 \times 12,5} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

1) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{tx}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{tx\min}^u = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15 ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

Conclusion :

$$A_{tx}^u = \text{Max}(A_{cal} ; A_{\min}) = \text{Max}(1,11 ; 0,9) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{tx}^u = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Choix des armatures :

$$A_{tx}^u = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (4T10)$$

Remarque :

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles (200 × 300) mm constitués de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE500.

► Etat limite de service (ELS) :

Comme il a été indiqué précédemment dans le calcul des panneaux portant dans un seul sens, la vérification des contraintes de béton  $\sigma_b$  et de l'acier  $\sigma_s$  pour les panneaux portant dans deux directions s'effectuera de la même façon.

✓ La contrainte des armatures tendues  $\sigma_s$  :

Puisque la fissuration est peu nuisible (notre élément est situés dans les locaux couverts et clos), aucune vérification n'est effectuer pour  $\sigma_s$ .

✓ La contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :

Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que :  $\sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$

1) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 3,14}{100} \Rightarrow D = 0,471$$

$$\gamma_1 = D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 13,6 \times 0,453$$

Donc  $E = 12,811$  d'où  $\gamma_1 = 3,09$  cm

$$I = \frac{b \times \gamma_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - \gamma_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (3,09)^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - \gamma_1)^2 \Rightarrow I = 6186,125 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}}{I} = \frac{6604,6}{6186,125} \Rightarrow k = 1,07$$

Enfin :

$$\sigma_b = k \times \gamma_1 = 1,07 \times 3,09 \Rightarrow \sigma_b = 3,30 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

|                      |                                  |                                      |
|----------------------|----------------------------------|--------------------------------------|
| En appuis (sens x-x) | $M_{ax}^u = 5197,82 \text{ N.m}$ | $M_{ax}^{ser} = 8195,52 \text{ N.m}$ |
|----------------------|----------------------------------|--------------------------------------|

► Etat limite ultime (ELU) :

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b c \cdot b \cdot d^2} = \frac{5197,82}{14,2 \times 100 \times (13,6)^2} = 0,0197$$

$\mu = 0,0197 < \mu_l = 0,392$  (Acier FeE500) A' n'existe pas et  $1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0248$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5197,82}{435 \times 0,990 \times 13,6} = 0,887 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_{tx}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{txmin}^u = 0,9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15 ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

Conclusion :

$$A_{tx}^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (0,887 ; 0,9) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{tx}^u = \mathbf{0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

#### 4) Choix des armatures :

$$A_{tx}^u = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \mathbf{(4T8)}$$

Remarque :

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles (200 × 300) mm constitués de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE500.

#### ► Etat limite de service (ELS) :

Comme il a été indiqué précédemment dans le calcul des panneaux portant dans un seul sens, la vérification des contraintes de béton  $\sigma_b$  et de l'acier  $\sigma_s$  pour les panneaux portant dans deux directions s'effectuera de la même façon.

##### ✓ La contrainte des armatures tendues $\sigma_s$ :

Puisque la fissuration est peu nuisible (notre élément est situés dans les locaux couverts et clos), aucune vérification n'est effectuer pour  $\sigma_s$ .

##### ✓ La contrainte maximale du béton comprimé $\sigma_b$ :

Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que :  $\sigma_b \leq \mathbf{0.6 f_{c28}}$

#### 1) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé $\sigma_b$ :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 2,01}{100} \Rightarrow D = \mathbf{0.301}$$

$$\gamma_1 = D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 13,6 \times 0,453$$

Donc  $E = \mathbf{8,187}$  d'où  $\gamma_1 = \mathbf{3,18 \text{ cm}}$

$$I = \frac{b \times \gamma_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - \gamma_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (3.18)^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - \gamma_1)^2 \Rightarrow I = \mathbf{4345,492 \text{ cm}^4}$$

$$K = \frac{M_{ay}}{I} = \frac{8195,52}{4345,492} \Rightarrow k = \mathbf{1,89}$$

Enfin :

$$\sigma_b = k \times \gamma_1 = 1,89 \times 3,18 \Rightarrow \sigma_b = 6,01 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$

- La fissuration est peu nuisible

Les armatures calculées à l'ELU  
Seront maintenues.

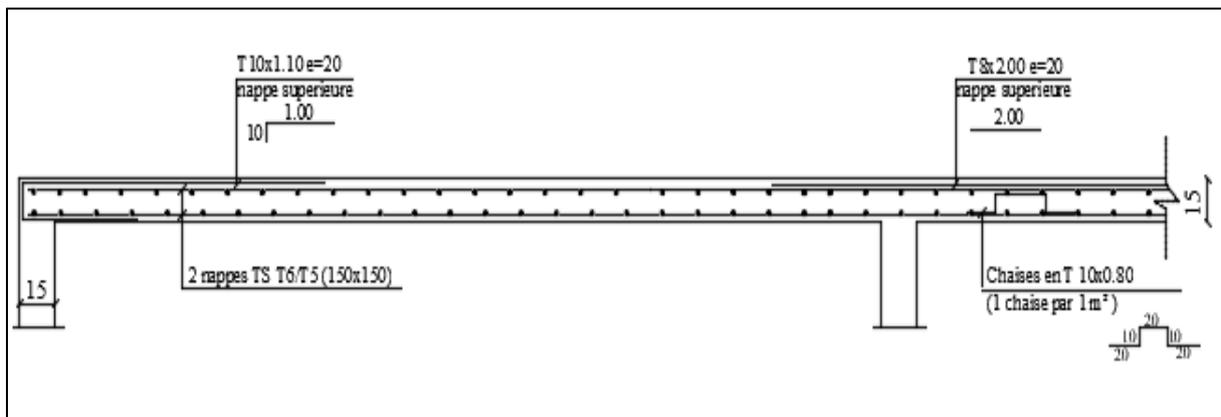


Figure 6.3 : Ferrailage dalle pleine

### **6.3.1 Introduction :**

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends. Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définie comme des structures planes ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième (l'épaisseur), ils peuvent être aussi définis comme étant des poteaux « allongés » de longueur supérieure à cinq fois leurs épaisseurs. En béton armé ou non armé, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales apportées par les planchers (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontale du au vent et au séisme (fonction de contreventement).

Appelé également « voiles », ils peuvent également servir de :

- Cloisons de séparation entre les locaux ou les chambres et garantir une isolation acoustique ainsi qu'une protection incendie (coupe-feu).
- murs de façade, murs pignons.
- voiles périphériques, voiles soubassement.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limité d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent.

### **6.3.2 Principe :**

Avant de procéder au calcul béton armé (ferraillage), il est bien logique d'essayer d'analyser :

- Le mode de fonctionnement d'un voile.
- à quoi, un voile peut être sollicité ?
- comment, un voile peut assurer son rôle de contreventement ?

Les voiles peuvent être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations (superficielles, semi- profondes ou profondes).

La déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversements. La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normale de compression, provenant des charges verticales (des planchers) est suffisant pour que, sous l'action du moment de reversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

Plusieurs méthodes de calcul existent, leurs applications dépendent du modèle choisi, compte tenu de la forme du bâtiment, des dispositions et de la régularité des murs, de l'existence et de la position des ouvertures.

Dans le cas général, quand il y a plusieurs éléments de contreventement de formes et de conditions d'appuis différents, la répartition ne peut se faire que par l'emploi de l'ordinateur. Un calcul manuel est toujours possible mais il est très judicieux.

Faut-il le rappeler, la méthode des éléments finis est une des méthodes qui consiste à remplacer la structure réelle par un modèle d'analyse constitué d'un nombre réduit d'éléments ; le plancher sera modélisé en éléments finis, donc la distribution de l'effort horizontal entre les refends sera faite en même temps que le calcul d'ensemble.

Cette méthode permet de résoudre n'importe quel problème de contreventement pour autant que le découpage soit effectué judicieusement. On peut, notamment prendre en compte toutes les irrégularités dans les refends, les déformations des planchers et obtenir la répartition des forces horizontales dans les murs porteurs, quelle que soit la distribution des ouvertures.

### **6.3.3 Réglementation :**

Les murs et parois en béton banché sont exclus des règles **BAEL91** et font l'objet du "**DTR-B.C.-2.41**", et du "**CBA 93**". Les dispositions prévues par ces derniers, sont aussi applicables aux constructions situées dans des zones sujettes aux séismes, il est cependant nécessaire de satisfaire aux règles parasismiques (**RPA99/2003**), lesquelles prévoient également des dispositions constructives. Le calcul des armatures se fera à la flexion composée en considérant les combinaisons d'action ci-après, pour la détermination des sollicitations et des déformations :

$$\begin{cases} \mathbf{G + Q + E} \\ \mathbf{0,8 G + E} \end{cases}$$

Avec :

**G** : charges permanentes.

**Q** : charges d'exploitation non pondérées.

**E** : action du séisme.

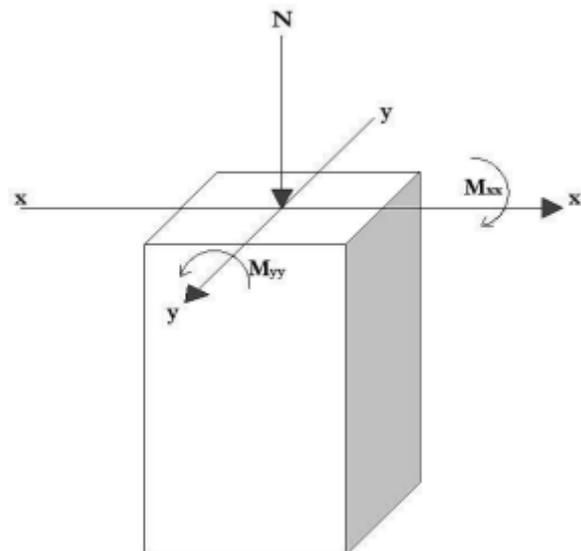


Figure 6.4 : Direction des charges

### Les sollicitations sur les voiles :

Trois cas de flexion composée sont à considérer pour la détermination de la nature de la section, tout dépend de la position de l'axe neutre (entre ou en dehors des armatures). Soit on aura :

1. Section entièrement tendue (SPT).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. Section entièrement comprimée (SEC).

Tout en admettant que :

- $N < 0$  : un effort de compression.
- $N > 0$  : un effort de traction.

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable. De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U.R et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.U vis-à-vis de la durabilité.

### **6.3.4 Ferrailage des voiles :**

Le ferrailage d'un voile en béton armé passe toujours par :

#### **a) Le ferrailage des trumeaux :**

Les trumeaux seront calculés à la flexion composée avec un effort tranchant. Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par l'article 7.7.1 du RPA99/2003 et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. DTR-B.C.-2.41 "CBA 93"). Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les deux directions; Le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant les règles du DTR-B.C. 2.42 "Règles de conception des parois et murs en béton". Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur  $d$  comme suite :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3} \right)$$

$l'$  : la longueur de la zone comprimée.

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

On devra disposer les ferrailages suivants:

- des aciers verticaux (article 7.7.4.1 du RPA99/2003).
- des aciers horizontaux (article 7.7.4.2 du RPA99/2003).

### **b) Le ferrailage des linteaux :**

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts  $M$ ,  $V$ ) On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion.
- des aciers transversaux.
- des aciers en partie courante (aciers de peau).

### **Remarque :**

Il y a lieu d'effectuer quelques vérifications comme :

#### ❖ **Vérification au flambement :**

Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme, on doit justifier au flambement quand l'élançement est limité, on peut effectuer le calcul à la flexion composée à condition de prendre certaines précautions.

#### ❖ **Vérification a l'effort tranchant :**

Les contraintes de cisaillement dans le béton est à vérifier, d'après l'article 7.7.2 du RPA99/2003. Il faut que :

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

Avec :

$$V_u = 1,4 V_{u \text{ calculer}}$$

**b** : épaisseur du voile.

**d** : hauteur utile ( $d = 0,9 \cdot h$ ).

$$\tau_u = 0,2 \cdot f_{c28}$$

**h** : hauteur totale de la section brute.

### **6.3.5 Règles communes :**

Lorsque la section d'acier calculée est nulle ou trop faible, le **RPA99/2003** imposent des sections minimales d'acier, qui sont les suivantes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Globalement dans la section du voile : } \mathbf{A_{min} = 0,15\% \times b \times h.} \\ \text{En zone courante : } \mathbf{A_{min} = 0,10\% \times b \times h.} \end{array} \right.$$

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $\delta \leq \min (1,5 \times e ; 30\text{cm})$ ..... en zone courante.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingles au  $\text{m}^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
  - ✓  $40\phi$  Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - ✓  $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### ➤ Quelques dispositions de ferrillages :

#### 1) Dispositions propres aux dalles et aux diaphragmes :

D'après l'article 7.8 du RPA/2003, il doit exister un chaînage périphérique continu d'au moins  $3\text{cm}^2$  de section d'acier et un chaînage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher, de section minimale  $1,5\text{cm}^2$  et respectant la règle de  $0,28L$  dans le cas de contreventement par voile, et de  $0,50L$ , dans le cas de contreventement par portiques,  $L$  étant la largeur chaînée exprimée en mètres.

#### 2) Dispositions propres aux éléments porteurs : (article 7.10 du RPA/2003) :

##### ○ Poutres, poutrelles et dalles :

Il faut s'assurer d'une bonne liaison de l'élément porté sur l'élément porteur par l'intermédiaire d'armatures réalisant la continuité mécanique du ferrillage. Cette continuité mécanique peut être assurée soit par la continuité des aciers inférieurs, soit par des chapeaux équilibrant au moins  $0,15M_0$ , soit par des barres relevées ancrées sur appuis.

##### ○ Poteaux :

La continuité mécanique des armatures doit être assurée aux extrémités des poteaux. De plus les armatures transversales aux extrémités du poteau sur la hauteur  $b$  doivent avoir un espacement maximal à ne pas dépasser, soit: le minimum de  $(12\phi ; 0,5a ; 30\text{cm})$ .

### 6.3.5 Calcul du ferrailage des voiles :

➤ **Vérification au flambement :**

$$\lambda = \max \left[ 50 ; \min \left( \frac{67 \cdot e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max \left( 2\text{cm} ; \frac{h_e}{250} \right) = 2\text{cm}$$

$$\lambda = \max \left[ 50 ; \min \left( \frac{67 \cdot 2}{100} ; 100 \right) \right]$$

$$\lambda = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0,7 \times 306 = 214,2\text{cm}$$

$$\lambda = 214,2 \frac{\sqrt{12}}{15} = 49,46\text{cm}$$

$\lambda = 49,46 < \lambda = 50 \Rightarrow$  Le calcul se fera à la flexion composée.

Après l'interprétation des résultats donnés par logiciel Robot (version étudiant) les sollicitations maximales sont :

### Calcul du ferrailage voile 15 :

**Sens x-x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 1464,05\text{KN} \\ M = 1,43\text{KN.m} \end{array} \right.$$

**Ferraillage Verticale :**

| Cas                             | Sollicitation                               | Ferraillage                   |
|---------------------------------|---|-------------------------------|
| ELU<br>1,35G + 1,5Q             | $M_{xx \max} = 10,28 \text{ KN.m}$          | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $N_{yy \text{ cors}} = 120,74 \text{ KN.m}$ | $A_{inf} = 1.18 \text{ cm}^2$ |
|                                 | $N_{yy \max} = 1335,35 \text{ KN.m}$        | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $M_{xx \text{ cors}} = 1,59 \text{ KN.m}$   | $A_{inf} = 1.44 \text{ cm}^2$ |
|                                 | $N_{\min} = 380,69 \text{ KN.m}$            | $A_{sup} = 3.09 \text{ cm}^2$ |
|                                 | $M_{xx \text{ cors}} = 5,59 \text{ KN.m}$   | $A_{inf} = 5.66 \text{ cm}^2$ |
| ACC<br>G + Q ± 1,2E<br>0,8G ± E | $M_{xx \max} = 11,46 \text{ KN.m}$          | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $N_{yy \text{ cors}} = 141 \text{ KN.m}$    | $A_{inf} = 1.06 \text{ cm}^2$ |
|                                 | $N_{yy \max} = 1464,05 \text{ KN.m}$        | $A_{sup} = 8.55 \text{ cm}^2$ |
|                                 | $M_{xx \text{ cors}} = 1,43 \text{ KN.m}$   | $A_{inf} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $N_{\min} = -527,67 \text{ KN.m}$           | $A_{sup} = 4.83 \text{ cm}^2$ |
|                                 | $M_{xx \text{ cors}} = 2,24 \text{ KN.m}$   | $A_{inf} = 5.72 \text{ cm}^2$ |

Tableau 6.3 : récapitulatif des ferrailages des voiles verticales.

Clé du tableau :

- Les forces et les moments les prise en compte.
- Le ferraillage prise en compte.

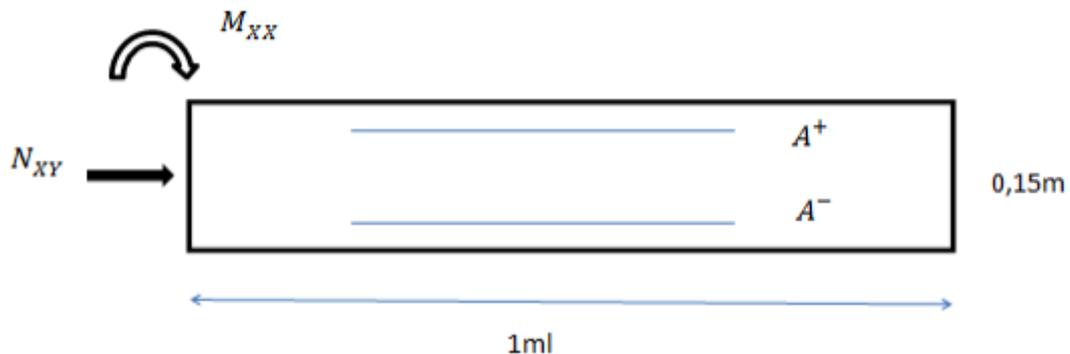


Figure 6.4 : Section de calcul suivant l'axe x-x

### Calcul d'une section Rectangulaire :

➤ **Etat limite ACC :**

### Sollicitations prises en compte sont :

$$N = 527,05 \text{KN}$$

$$M = 2,24 \text{KN.m}$$

(Section rectangulaire flexion composée, N effort de traction ACC)

### Détermination du type de sollicitation :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{Mpa}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2,24}{527,05} \times 100 = 0,42 \text{cm}$$

On a  $e_a < \left(\frac{d-h}{2}\right) \Rightarrow$  Section entièrement tendue.

$$A_2 = \frac{N_u \left(\frac{h}{2} - c' + e_0\right)}{\sigma_{10} (d - c') \times 100} = \frac{527050 (7,5 - 3 + 0,42)}{500 (18 - 3) \times 100} = 5,72 \text{cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N_u}{100 \times \sigma_{10}} - A_2 = \frac{527050}{100 \times 500} = 4,83 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = A_1 + A_2 = 5,72 + 4,83 = 10,55 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 0,05 \times h \times b = 75 \text{cm}^2$$

On a  $A_{\text{tot}} < A_{\text{max}} \Rightarrow$  Le pourcentage du ferrailage est dans les normes.

$$A_{\text{min}} = \frac{b \times h \times f_{t28}}{f_e} = \frac{100 \times 15 \times f_{t28}}{500} = 6,30 \text{cm}^2$$

$$A_1 = 4,83 \quad A_2 = 5,72$$

**Choix d'armateur :**

$A_1 \rightarrow 8T10$   $A_2 \rightarrow 8T10$

**Calcul du ferrailage voile 15cm :**

Sens y-y:

$$\begin{cases} N = -442,58 \text{ KN} \\ M = 3,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Ferrailage horizontal :**

| Cas                             | Sollicitation                               | Ferrailage                    |
|---------------------------------|---|-------------------------------|
| ELU<br>1,35G + 1,5Q             | $M_{yy \text{ max}} = 26,08 \text{ KN.m}$   | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $N_{xx \text{ cors}} = 267,86 \text{ KN.m}$ | $A_{inf} = 4.12 \text{ cm}^2$ |
|                                 | $N_{xx \text{ max}} = 411,06 \text{ KN.m}$  | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $M_{yy \text{ cors}} = 3,14 \text{ KN.m}$   | $A_{inf} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $N_{min} = -388,27 \text{ KN.m}$            | $A_{sup} = 3.23 \text{ cm}^2$ |
|                                 | $M_{yy \text{ cors}} = 5,38 \text{ KN.m}$   | $A_{inf} = 5.70 \text{ cm}^2$ |
| ACC<br>G + Q ± 1,2E<br>0,8G ± E | $M_{yy \text{ max}} = 30,75 \text{ KN.m}$   | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $N_{xx \text{ cors}} = 128,97 \text{ KN.m}$ | $A_{inf} = 4.63 \text{ cm}^2$ |
|                                 | $N_{xx \text{ max}} = 408,57 \text{ KN.m}$  | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $M_{yy \text{ cors}} = 15,16 \text{ KN.m}$  | $A_{inf} = 0.32 \text{ cm}^2$ |
|                                 | $N_{min} = -355,04 \text{ KN.m}$            | $A_{sup} = 2.36 \text{ cm}^2$ |
|                                 | $M_{yy \text{ cors}} = 5,93 \text{ KN.m}$   | $A_{inf} = 4.74 \text{ cm}^2$ |

Tableau 6.4 : récapitulatif des ferrailages des voiles horizontales.

Clé du tableau :

— Les forces et les moments les prise en compte.

— Le ferrailage prise en compte.



**Calcul d'une section Rectangulaire :**

➤ **Etat limite ACC :**

**Sollicitations prises en compte sont :**

$$N = 355,04 \text{ KN}$$

$$M = 5,93 \text{ KN.m}$$

(Section rectangulaire flexion composée, N effort de traction ACC)

**Détermination du type de sollicitation :**

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ Mpa}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5,93}{355,04} \times 100 = 1,67 \text{ cm}$$

On a  $e_a < \left(\frac{d-h}{2}\right) \Rightarrow$  Section entièrement tendue.

$$A_2 = \frac{N_u \left(\frac{h}{2} - c' + e_0\right)}{\sigma_{10} (d - c') \times 100} = \frac{355040 (7,5 - 3 + 1,67)}{500 (18 - 3) \times 100} = 4,74 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N_u}{100 \times \sigma_{10}} - A_2 = \frac{355040}{100 \times 500} - 4,74 = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = A_1 + A_2 = 2,36 + 4,74 = 7,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 0,05 \times h \times b = 75 \text{ cm}^2$$

On a  $A_{tot} < A_{max} \Rightarrow$  Le pourcentage du ferrailage est dans les normes.

$$A_{min} = \frac{b \times h \times f_{t28}}{f_e} = \frac{100 \times 15 \times 28}{500} = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 2,36 \quad A_2 = 4,74$$

Choix d'armateur :

$$A_1 \rightarrow 8T10 \quad A_2 \rightarrow 8T10$$

### Calcul du ferrailage voile 20 :

Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 623,25 \text{ KN} \\ M = 1,04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

### Ferrailage Verticale :

| Cas                             | Sollicitation                                | Ferrailage                    |
|---------------------------------|--|-------------------------------|
| ELU<br>1,35G + 1,5Q             | $M_{xx \max} = 1,53 \text{ KN.m}$            | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $N_{yy \text{ cors}} = 863,19 \text{ KN.m}$  | $A_{inf} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $N_{yy \max} = 8,21 \text{ KN.m}$            | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $M_{xx \text{ cors}} = 4,54 \text{ KN.m}$    | $A_{inf} = 1.59 \text{ cm}^2$ |
|                                 | $N_{\min} = -9,89 \text{ KN.m}$              | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $M_{xx \text{ cors}} = 3,77 \text{ KN.m}$    | $A_{inf} = 1.94 \text{ cm}^2$ |
| ACC<br>G + Q ± 1,2E<br>0,8G ± E | $M_{xx \max} = 1,26 \text{ KN.m}$            | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $N_{yy \text{ cors}} = 1471,29 \text{ KN.m}$ | $A_{inf} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $N_{yy \max} = 7,83 \text{ KN.m}$            | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|                                 | $M_{xx \text{ cors}} = 4,16 \text{ KN.m}$    | $A_{inf} = 1.58 \text{ cm}^2$ |
|                                 | $N_{\min} = -623,25 \text{ KN.m}$            | $A_{sup} = 6.10 \text{ cm}^2$ |
|                                 | $M_{xx \text{ cors}} = 1,04 \text{ KN.m}$    | $A_{inf} = 6.36 \text{ cm}^2$ |

Tableau 6.5 : récapitulatif des ferrailages des voiles 20cm horizontales.

Clé du tableau :

— Les forces et les moments les prise en compte.

— Le ferrailage prise en compte.

### Calcul d'une section Rectangulaire :

➤ Etat limite ACC :

### Sollicitations prises en compte sont :

$$N = 623,25 \text{KN}$$

$$M = 1,04 \text{KN.m}$$

(Section rectangulaire flexion composée, N effort de traction ACC)

### Détermination du type de sollicitation :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{Mpa}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,04}{623,25} \times 100 = 0,17 \text{ cm}$$

On a  $e_a < \left(\frac{d-h}{2}\right) \Rightarrow$  Section entièrement tendue.

$$A_2 = \frac{N_u \left(\frac{h}{2} - c' + e_0\right)}{\sigma_{10} (d - c') \times 100} = \frac{623250 (7,5 - 3 + 0,17)}{500 (18 - 2) \times 100} = 6,36 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N_u}{100 \times \sigma_{10}} - A_2 = \frac{623250}{100 \times 500} - 6,36 = 6,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = A_1 + A_2 = 6,10 + 6,36 = 12,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 0,05 \times h \times b = 75 \text{ cm}^2$$

On a  $A_{tot} < A_{max} \Rightarrow$  Le pourcentage du ferrailage est dans les normes.

$$A_{min} = \frac{b \times h \times f_{t28}}{f_e} = \frac{100 \times 20 \times 28}{500} = 8,40 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 6,10 \quad A_2 = 6,36$$

**Choix d'armateur :**

$$A_1 \rightarrow 10T10 \quad A_2 \rightarrow 10T10$$

**Calcul du ferrailage voile 20 :**

Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 623,25 \text{ KN} \\ M = 1,04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Ferrailage horizontal :**

| Cas  | Sollicitation                              | Ferrailage                    |
|--|--|-------------------------------|
| <b>ELU</b><br><b>1,35G + 1,5Q</b>                    | $M_{yy \text{ max}} = 10,20 \text{ KN.m}$  | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|  | $N_{xx \text{ cors}} = 99,20 \text{ KN.m}$ | $A_{inf} = 90 \text{ cm}^2$   |
|  | $N_{xx \text{ max}} = 161,15 \text{ KN.m}$ | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|  | $M_{yy \text{ cors}} = 7,05 \text{ KN.m}$  | $A_{inf} = 00 \text{ cm}^2$   |
|  | $N_{min} = -51,93 \text{ KN.m}$            | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|  | $M_{yy \text{ cors}} = 9,27 \text{ KN.m}$  | $A_{inf} = 2.07 \text{ cm}^2$ |
| <b>ACC</b><br><b>G + Q ± 1,2E</b><br><b>0,8G ± E</b> | $M_{yy \text{ max}} = 12,28 \text{ KN.m}$  | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|  | $N_{xx \text{ cors}} = 9,39 \text{ KN.m}$  | $A_{inf} = 1.63 \text{ cm}^2$ |
|  | $N_{xx \text{ max}} = 312,94 \text{ KN.m}$ | $A_{sup} = 00 \text{ cm}^2$   |
|  | $M_{yy \text{ cors}} = 2,69 \text{ KN.m}$  | $A_{inf} = 8.24 \text{ cm}^2$ |
|  | $N_{min} = -138,58 \text{ KN.m}$           | $A_{sup} = 3.54 \text{ cm}^2$ |
|  | $M_{yy \text{ cors}} = 4,94 \text{ KN.m}$  | $A_{inf} = 4.86 \text{ cm}^2$ |

**Tableau 6.6 : récapitulatif des ferrailages des voiles 20cm horizontales.**

Clé du tableau :

— Les forces et les moments les prise en compte.

— Le ferrailage prise en compte.

**Calcul d'une section Rectangulaire :**

➤ **Etat limite ACC :**

**Sollicitations prises en compte sont :**

$$N = 138,58 \text{KN}$$

$$M = 4,94 \text{KN.m}$$

(Section rectangulaire flexion composée, N effort de traction ACC)

**Détermination du type de sollicitation :**

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{Mpa}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4,94}{138,58} \times 100 = 3,56 \text{ cm}$$

On a  $e_a < \left(\frac{d-h}{2}\right) \Rightarrow$  Section entièrement tendue.

$$A_2 = \frac{N_u \left(\frac{h}{2} - c' + e_0\right)}{\sigma_{10} (d - c') \times 100} = \frac{138580 (7,5 - 3 + 3,56)}{500 (18 - 3) \times 100} = 4,86 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N_u}{100 \times \sigma_{10}} - A_2 = \frac{138580}{100 \times 500} = 3,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = A_1 + A_2 = 3,54 + 4,86 = 2,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 0,05 \times h \times b = 75 \text{ cm}^2$$

On a  $A_{tot} < A_{max} \Rightarrow$  Le pourcentage du ferrailage est dans les normes.

$$A_{min} = \frac{b \times h \times f_{t28}}{f_e} = \frac{100 \times 20 \times f_{t28}}{500} = 8,40 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 3,53 \quad A_2 = 4,86$$

**Choix d'armateur :**

$$A_1 \rightarrow 8T10 \quad A_2 \rightarrow 8T10$$

**Etat limite service (ELS) :**

**Ferrailage Verticale voile 15 :**

| CAS | Sollicitation              | Ferrailage       |
|-----|----------------------------|------------------|
| ELS | $N = -547,75 \text{ (KN)}$ | $A_{sup} = 7,85$ |
|     | $M = 0,37 \text{ (KN.m)}$  | $A_{inf} = 7,85$ |

Tableau 6.7 : récapitulatif des ferrailages des voiles vertical ELS.

**Ce calcul comme un poteau excentré.**

**Les sollicitations prises en compte sont :**

$$N = 628,480 \text{ KN}$$

$$M = 1,010 \text{ KN.m}$$

**Flexion composée section rectangulaire ELS :**

**Détermination de la nature de sollicitation :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1,110}{628,480} \times 100 = 0,176 \text{ cm}$$

On a  $e_a < \left(\frac{d-h}{2}\right) \Rightarrow$  Section entièrement tendue.

Détermination des contraintes :

$$e_a = d - \frac{h}{2} - e_0 = 18 - \frac{15}{2} - 0,07 = 10,43\text{m}$$

$$\sigma_s^1 = \frac{N \times e_0}{(100(d - c') \times A_1)} = \frac{628480 (7,5 - 2 + 0,176)}{500 (18 - 2) \times 100} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s^2 = \frac{N \times (d - c' - e_a)}{(100(d - c') \times A_2)} = \frac{628480 (7,5 - 2 + 0,176)}{500 (18 - 2) \times 100} = 4,46 \text{ cm}^2$$

**Vérification des contraintes :**

$$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s^1 < \sigma_s$  Et  $\sigma_s^2 < \sigma_s \Rightarrow$  Ferrailage convenable

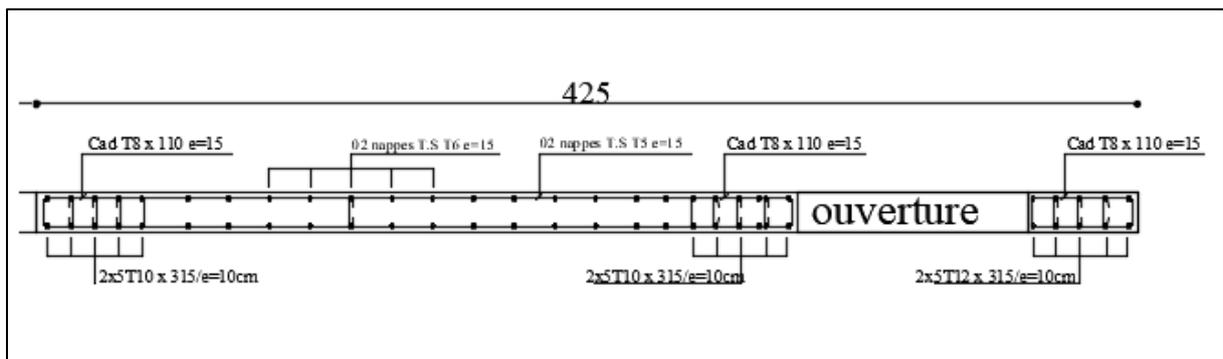


Figure 6.5 : Ferrailage de voile 15

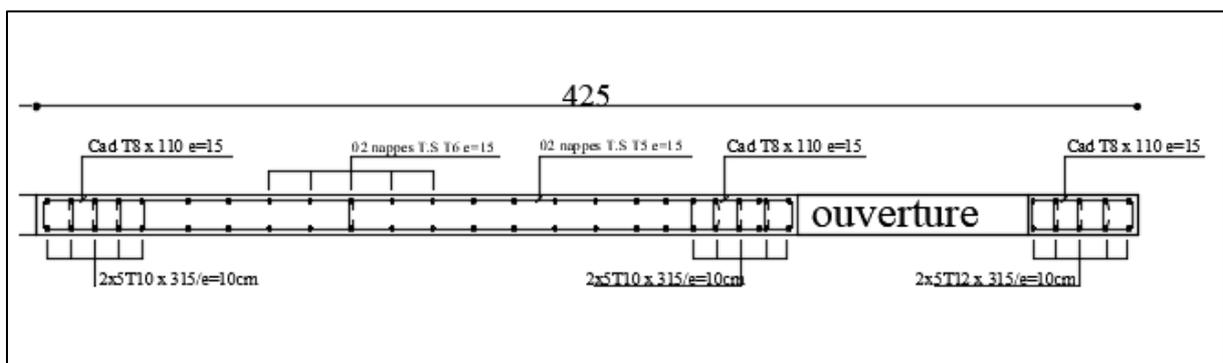


Figure 6.6 : Ferrailage de voile 20



# **CHAPITRE 07**

**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

**7.1. Introduction :**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Une fondation sert à :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements du sol.

**7.2. Conditions nécessaires pour le choix des fondations :**

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et le poids de la superstructure.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Le raison économique (ferraillage).
- La facilité de réalisation (coffrage).

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à :  $\sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bar}$

**7.2.1. Types de fondations :**

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

**➤ Fondations superficielles :**

- Semelles isolées : placées sous un poteau.
- Semelles filantes : placées sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochées.
- Radier général.

**7.3. Les combinaisons d'action :**

D'après le RPA 99 v 2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont Dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/A.10.1.4.1]}$$

D'après le DTR de l'article 2.33.1

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{array} \right\} \text{ [DTR/A.2.3.3.1]}$$

**7.4. Choix de type des fondations :**

La surface des semelles sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{\text{SEMELLE}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{SEMELLE}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

➤ **Etat limite ultime :**

$$N_u = 66943,57 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bar}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq 352,33 \text{ m}^2$$

➤ **Etat limite service :**

$$N_s = 48841,64 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bar}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq 257,06 \text{ m}^2$$

**Conclusion :**

Le type de fondation pour notre structure est un **radier général** car La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, par conséquence nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

**7.5. Etude du radier :**

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour supportent les poteaux, seront soumis à la réaction du sol.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

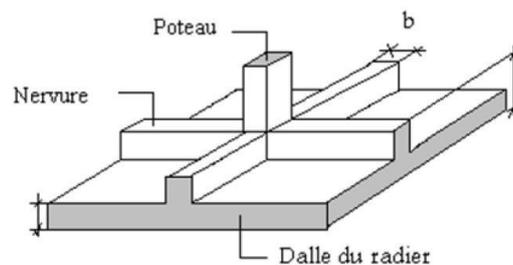


Figure 7.1 : Schéma d'un radier nervuré.

**7.5.1. Pré-dimensionnement du radier :**

Le pré-dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- Condition forfaitaire.
- Condition de rigidité.
- Condition de non poinçonnement.
- Condition de non cisaillement.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable :



Figure 7.2 : Dimensions du panneau de la dalle le plus sollicité

### 1. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max}$  : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L_{\max} = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} = \frac{425}{8} \leq h \leq \frac{425}{5} = 53,13 \leq h \leq 85$$

On prend  $h = 80 \text{ cm}$

### 2. Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \rightarrow \lambda = \sqrt[4]{\frac{4 \times b}{4 \times D}} \text{ et } D = E \times I \Rightarrow \lambda = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$K$  : coefficient d'élasticité du sol.

$E$  : module de Young du béton ( $E = 3.10^4 \text{ MPa}$ ).

$I$  : inertie du radier ;  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$b$  : largeur du radier.

Pour notre cas  $L=4,25 \text{ m}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{340}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4,25}{\pi}\right)^4} = 0,85 \text{ m}$$

On prend  $h = 80 \text{ cm}$

- **Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1] :**

(Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{\max}}{b \times d} = \frac{\tau_u^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A5.1, 1]}$$

$$T_{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

**Avec :**

- $\tau_u$ : Contrainte tangentielle et
- $\bar{\tau}_u$ : Contrainte tangentielle admissible
- $T^{\max}$ : Effort tranchant max.

$$\begin{cases} T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} \\ T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 \times l_y^4} \end{cases}$$

- **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$U_c$  : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier .

$h$  : épaisseur du radier

$N_u$  : charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

Pour notre structure  $N_{u \max} = 66943,57 \text{ KN}$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \Rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

**CONDITION NON VERIFIER**

**Remarque :** Le radier sera étudié comme un plancher renversé comportant un système de poutres (nervures) avec une hauteur égale à  $(L/10)$  et une dalle pleine d'épaisseur égale à  $L/20$ .

### Calcul de $\bar{Q}_u$ :

#### La surface du radier est de :

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = 48841,64 \text{ KN.}$$

$$S_{\text{radier}} = 257,06 \text{ m}^2.$$

#### Le poids de superstructure :

$G_T$  : la charge permanente totale = **42125,87 KN**

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale = **6715,77 KN**

#### ❖ Combinaison d'actions :

##### ➤ ELU :

$$N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 66943,57 \text{ KN}$$

##### ➤ ELS :

$$N_{ser} = G_T + Q_T = 48841,64 \text{ KN}$$

Pour une bande de 1 mètre de largeur :  $q_u = q_u \times 1,00 = 66943,57 \text{ KN/ml}$

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{66943,57 \times 4,25}{2} \times \frac{3,15^4}{3,15^4 \times 4,25^4} = 32977,50 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 \times l_y^4} = \frac{66943,57 \times 3,15}{2} \times \frac{4,25^4}{3,15^4 \times 4,25^4} = 80993,98 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \max(T_x^{\max}, T_y^{\max}) \Rightarrow T_{\max} = T_y^{\max} = 80993,98 \text{ KN}$$

$$h \geq \frac{T_{\max}}{0,9 \times b \times \tau_u} = \frac{80993980}{0,9 \times 100 \times 2,5} = 36 \text{ cm}$$

**La hauteur des nervures :**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm} \quad \text{on prendra } h_n = 50 \text{ cm.}$$

**Epaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{425}{20} = 21,25 \text{ cm} \quad \text{on prendra } h_n = 40 \text{ cm.}$$

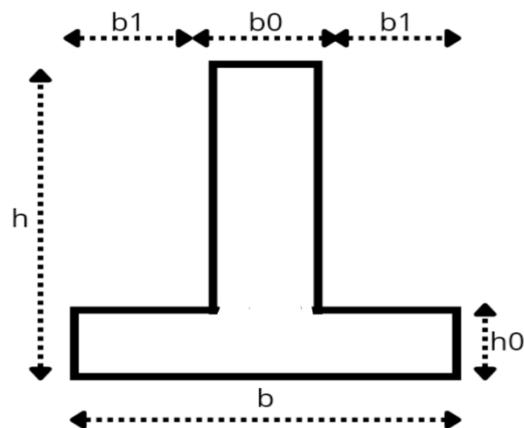


Figure 7.3 : Dimension de la nervure

| Type des poutres  | h (cm) | h <sub>0</sub> (cm) | b <sub>0</sub> (cm) | b <sub>1</sub> (cm) | b (cm) |
|-------------------|--------|---------------------|---------------------|---------------------|--------|
| Poutre principale | 90     | 40                  | 50                  | 45                  | 130    |
| Poutre secondaire | 90     | 40                  | 50                  | 45                  | 130    |

Tableau 7.1 : récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

**7.5.2. Détermination des sollicitations :**

**1) Caractéristiques du radier :**

$h = 90\text{cm} ; h_0 = 40\text{cm} ; h_n = 50 \text{ cm}$

Surface du radier :  $S = 257,06 \text{ m}^2$

Inerties du radier :  $I_{xx} = 28348.55 \text{ m}^4$  ;  $I_{yy} = 36494.56 \text{ m}^4$

Abscisses du centre de gravité du radier :  $V_x = 13.33 \text{ m}$  ;  $V_y = 11.35 \text{ m}$

### **1. Calcul du poids du radier : Pr**

Poids du radier sans poutres :  $P_1 = S.e. \gamma_b$

Poids des poutres principales :  $P_P = L (h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

Poids des poutres secondaires :  $P_s = L' (h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

Avec :

$h_0$  : Épaisseur du radier sans poutres.

$\gamma_b$  : Masse volumique du béton.

$L$  : Somme des longueurs de toutes les poutres principales

$L'$  : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires

$$P_1 = S.e. \gamma_b = 257,06 \cdot 0,4 \cdot 25 = 2570,6 \text{ KN}$$

$$P_P = L (h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 26,55 \cdot 0,5 \cdot 25 = 331,875 \text{ KN}$$

$$P_s = L' (h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 23,4 \cdot 0,5 \cdot 25 = 292,5 \text{ KN}$$

$$P_r = P_1 + P_P + P_s = 3194,975 \text{ KN}$$

### **2. Surcharges d'exploitation :**

$$Q_r = 5 \times S = 257,6$$

### **3. Combinaisons d'actions :**

➤ **ELU :**

Situations durable et transitoire :

$$N_U^1 = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_U^2 = 1.35P_r + 1.5Q_r$$

$$N_U^1 = 1.35G + 1.5Q = 1,35 \cdot 42125,85 + 1,5 \cdot 6715,77 = 66943,55 \text{ KN}$$

$$N_U^2 = 1.35P_r + 1.5Q_r = 1,35 \cdot 3194,975 + 1,5 \cdot 257,6 = 5601,216 \text{ KN}$$

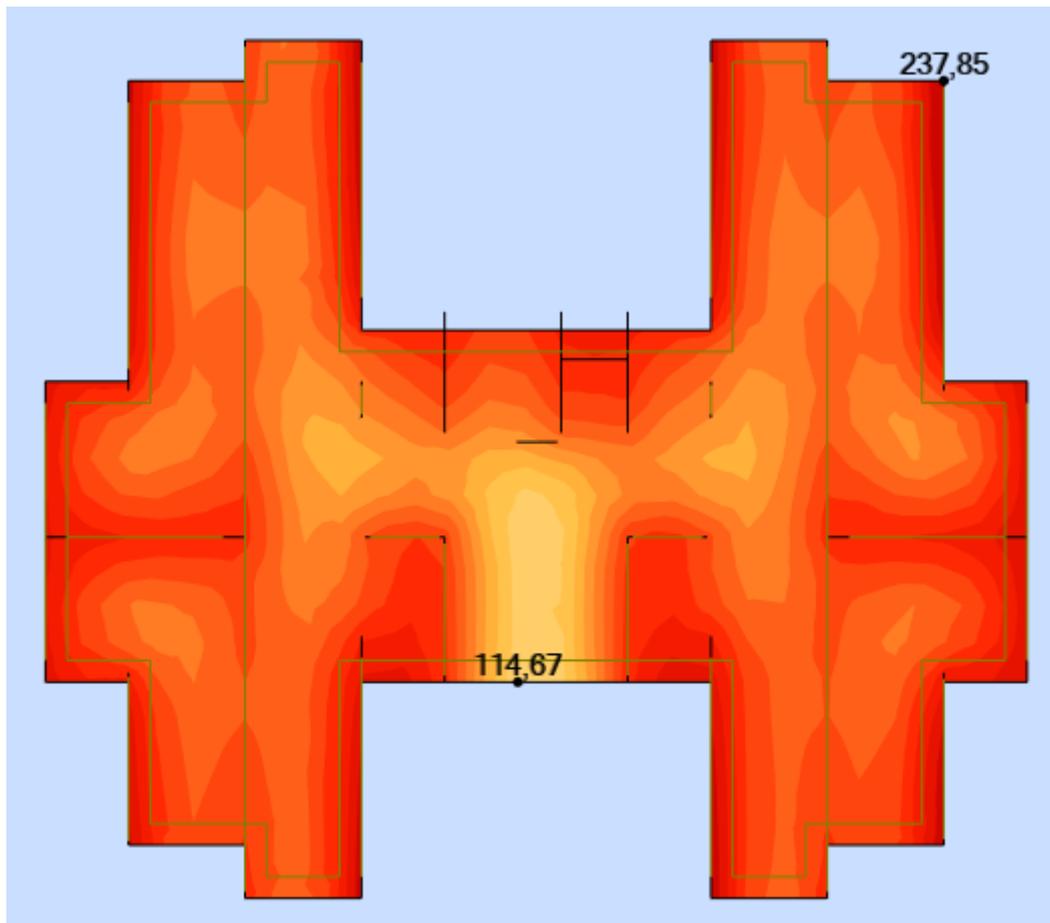


Figure 7.4 : Cartographies A L'ELU.

➤ ELS :

$$N_s^1 = G + Q$$

$$N_s^2 = P_r + Q_r$$

$$N_s^1 = G + Q = 42125,85 + 6715,77 = 48841.62 \text{ KN}$$

$$N_s^2 = P_r + Q_r = 3194.975 + 257,6 = 3452.575 \text{ KN}$$

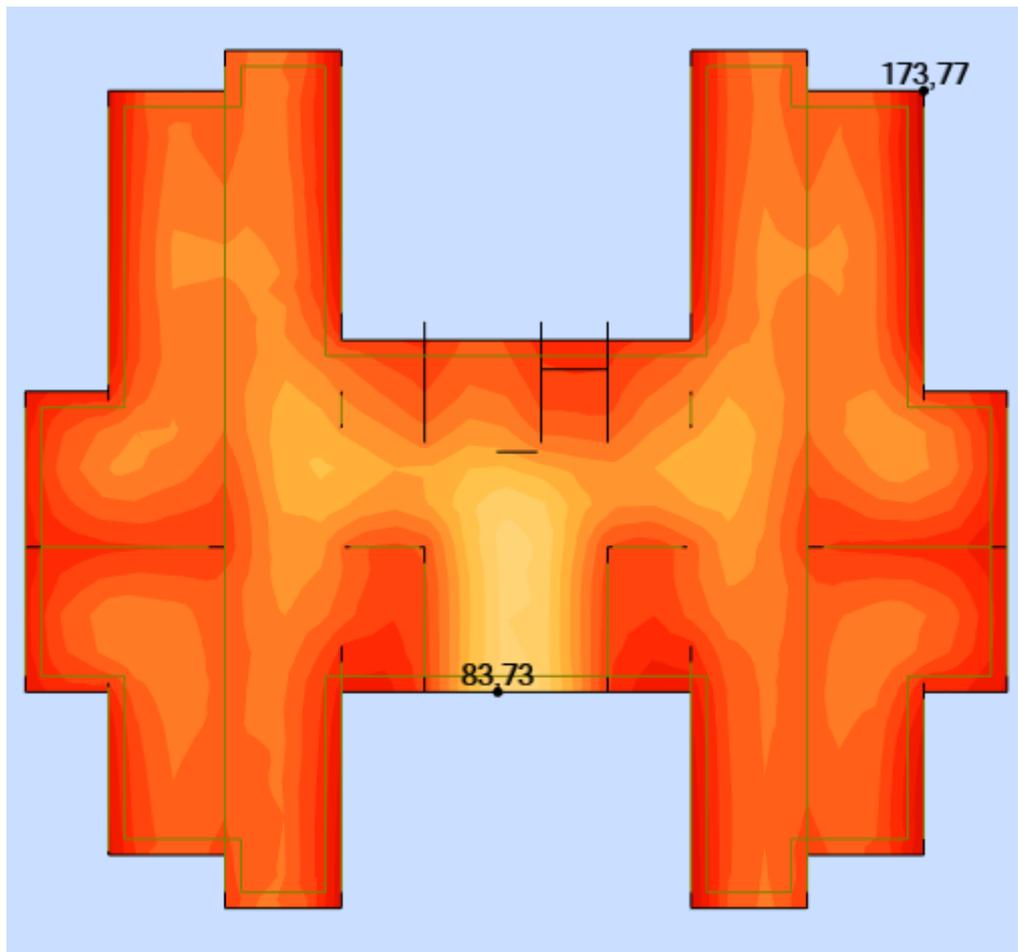


Figure 7.5 : Cartographies A L'ELS.

❖ Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad \text{et} \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

➤ **ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 237,85 + 114,67}{4} = 206,85 \text{ KN.m}^2 = 2,06 \text{ bar}$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 173,77 + 83,73}{4} = 151,26 \text{ KN.m}^2 = 1,51 \text{ bar}$$

**Remarque :**

D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 2, donc :  $\sigma_{sol} = 5$  bar par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible.

**7.5.3. Vérification de l'effet de sous pression :**

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1.5S \times \gamma \times Z$$

Où :

**P** : poids du bâtiment.

**S** : surface du radier.

**Z** : ancrage du bâtiment dans le sol.

$\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ )

$$P = 72014.90 \text{ kN} > 1.5 \times 257.06 \times 10 \times 2.5 = 9639.75 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc notre structure ne risque pas d'être soulevée sous l'effet de la pression hydrostatique.

**7.6.Ferraillage du radier :**

La dalle travaille dans les deux directions ( $\rho = 0,74$ ). Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

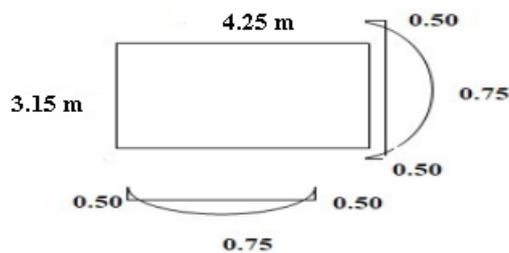


Figure 7.6 : Les sollicitations sur la dalle.

**7.6.1. Détermination des sollicitations :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$$

et

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

En travée :  $M_{tx} = 0.75 \times M_{0x}$  /  $M_{ty} = 0.75 \times M_{0y}$

En appuis :  $M_{ax} = -0.50 \times M_{0x}$  /  $M_{ay} = -0.50 \times M_{0y}$

Considérant le panneau le plus défavorable :

$L_x = 3.15$  m et  $L_y = 4.25$  m

$$\begin{cases} q_u = \sigma_m \times 1\text{m} = 206 \text{ KN/ml} \\ q_{ser} = \sigma_m \times 1\text{m} = 151 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**1. Etat limite ultime (E L U) :**

$$q_u = \sigma_m \times 1\text{m} = 206 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0621 \\ \mu_y^u = 0.5105 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2 = 0.0621 \times 206 \times 3.15^2 = 253.86 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 129.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 253.86 = 189.90 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 129.60 = 97.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en appuis**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.50 \times M_x = 0.50 \times 253.86 = 126.93 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.50 \times M_y = 0.50 \times 129.60 = 64.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **ELS :**

$$q_{ser} = \sigma_m \times 1\text{m} = 151 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.0684 \\ \mu_y^{ser} = 0.6447 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times L_x^2 \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.0684 \times 151 \times 3.15^2 = 204.96 \text{ KN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 132.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 204.96 = 153.72 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 132.14 = 99.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en appuis**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.50 \times M_x = 0.50 \times 204.96 = 102.48 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.50 \times M_y = 0.50 \times 132.14 = 66.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

| Panneau le plus sollicité |                 | ELU    | ELS    |
|---------------------------|-----------------|--------|--------|
| Moment isostatiques       | $M_{0x}$ (KN.m) | 253.86 | 204.96 |
|                           | $M_{0y}$ (KN.m) | 129.60 | 132.14 |
| Moment en travée          | $M_{tx}$ (KN.m) | 189.90 | 153.72 |
|                           | $M_{ty}$ (KN.m) | 97.20  | 99.11  |
| +Moment en appuis         | $M_{ax}$ (KN.m) | 126.93 | 102.48 |
|                           | $M_{ay}$ (KN.m) | 64.80  | 66.07  |

Tableau 7.2 : Détermination des moments fléchissant du radier.

### 7.6.2. : Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

- Sens x-x

➤ ELU :

En travée :

$$M_{tx} = 189.90 \text{ KN.m} = 189900 \text{ N.m}$$

#### 1. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{189900}{14.2 \times 100 \times 35^2} = 0.109$$

$$\mu = 0.109 < \mu_1 = 0.392 \text{ A' } \# \text{ et } 1000\varepsilon_{l1} > 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.145$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.145 = 0.942$$

#### 2. Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{189900}{348 \times 0.942 \times 35} = 16.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### 3. Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1] :

Acier FeE400

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 16.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures:**

$$6\text{T}20/\text{ml} \rightarrow A = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T20 ; e = 15 cm)

➤ **ELS :**

$$M_{\text{tx}} = 153.72 \text{ KN.m} = 153720 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 8.36}{100} = 1.25$$

$$E = D \times d_x \times 2 = 1.25 \times 33 \times 2 = 87.5$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.25 + \sqrt{1.25^2 + 87.5} = 8.19$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 108446.30 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tx}}}{I} = \frac{153720}{108446} = 1.42$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 11.63 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 1.42 \times 26.81 = 571.05 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{array} \right. \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E. L. S.}$$

#### 1. Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}}{\overline{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{153720}{201.63 \times 100 \times 33^2} = 0.0074$$

$$\mu_1 = 0.0074 \rightarrow \text{tableau} \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.867 \\ K_1 = 22.59 \end{cases}$$

## 2. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{22.59} = 8.93 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\overline{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{153720}{201.63 \times 0.867 \times 33} = 26.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## 3. Choix des armatures :

$$(6T20+4T16) \rightarrow A = 18.85+8.04 = 26.89 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e=9 \text{ cm}$$

### En appuis

➤ **ELU :**

$$M_{ax} = 126.90 \text{ KN.m} = 126900 \text{ N.m}$$

## 1. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{126900}{14.2 \times 100 \times 35^2} = 0.098$$

$$\mu = 0.098 < \mu_1 = 0.392 \text{ A' } \# \text{ et } 1000\varepsilon_1 > 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.129$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.129 = 0.948$$

## 2. Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{126900}{348 \times 0.948 \times 35} = 10.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### 3. Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1] :

Acier FeE400

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 10.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures:**

$$6\text{T16}/\text{ml} \rightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T16 ; e = 15 cm)

➤ **ELS :**

$$M_{\text{ax}} = 102.48 \text{ KN.m} = 102480 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 10.99}{100} = 1.65$$

$$E = D \times d_x \times 2 = 1.65 \times 35 \times 2 = 108.9$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.25 + \sqrt{1.25^2 + 87.5} = 8.92$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 119246.015 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ax}}}{I} = \frac{102480}{119246.015} = 0.86$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7.67 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 1.42 \times 26.81 = 310.63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E. L. S.}$$

### 4. Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{\text{ax}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{102480}{201.63 \times 100 \times 33^2} = 0.0041$$

$$\mu_1 = 0.0041 \rightarrow \text{tableau} \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.868 \\ K_1 = 22.88 \end{cases}$$

**5. Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{22.88} = 8.81 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{102480}{201.63 \times 0.868 \times 33} = 17.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**6. Choix des armatures :**

$$(6T20) \rightarrow A = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 15 \text{ cm}$$

**❖ Sens y-y****➤ ELU:****En travée :**

$$M_{tx} = 97.20 \text{ KN.m} = 97200 \text{ N.m}$$

**1. Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{97200}{14.2 \times 100 \times 33^2} = 0.062$$

$$\mu = 0.062 < \mu_1 = 0.392 \text{ A' } \neq \text{ et } 1000\varepsilon_1 > 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.075$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.145 = 0.970$$

**2. Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{97200}{348 \times 0.970 \times 33} = 8.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**3. Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1] :**

Acier FeE400

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 10.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures:**

$$6\text{T16}/\text{ml} \rightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T16 ; e = 15 cm)

➤ **ELS :**

$$M_{\text{ty}} = 99.11 \text{ KN.m} = 99110 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 8.73}{100} = 1.31$$

$$E = D \times d_y \times 2 = 1.31 \times 33 \times 2 = 86.46$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.25 + \sqrt{1.25^2 + 87.5} = 8.08$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 81590.12 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ty}}}{I} = \frac{153720}{81590.12} = 1.21$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 9.78 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 1.42 \times 26.81 = 452.30 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E. L. S.}$$

### **1. D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{\text{ty}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{99110}{201.63 \times 100 \times 33^2} = 0.0045$$

$$\mu_1 = 0.0045 \rightarrow \text{tableau} \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.893 \\ K_1 = 31.73 \end{cases}$$

### **2. V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{31.739} = 6.35 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{99110}{201.63 \times 0.893 \times 33} = 16.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### 3. Choix des armatures :

$$(6T20) \rightarrow A = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 15 \text{ cm}$$

**En appuis :**

➤ **ELU :**

$$M_{ax} = 64.80 \text{ KN.m} = 64800 \text{ N.m}$$

#### 1. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_y^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{64800}{14.2 \times 100 \times 33^2} = 0.042$$

$$\mu = 0.0042 < \mu_1 = 0.392 \text{ A' } \# \text{ et } 1000\varepsilon_1 > 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.053$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.053 = 0.979$$

#### 2. Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_y^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{64800}{348 \times 0.979 \times 33} = 5.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### 3. Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1] :

Acier FeE400

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A = 5.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures:**

$$4T14/ml \rightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T14 ; e = 20 \text{ cm})$$

➤ **ELS :**

$$M_{ay} = 66.07 \text{ KN.m} = 66070 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5.76}{100} = 0.86$$

$$E = D \times d_y \times 2 = 0.86 \times 33 \times 2 = 56.76$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.25 + \sqrt{1.25^2 + 87.5} = 6.72$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 69786.64 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}}{I} = \frac{66070}{69786.64} = 0.95$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6.38 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 1.42 \times 26.81 = 374.49 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E. L. S.}$$

### **1. Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{ay}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{66070}{201.63 \times 100 \times 33^2} = 0.0030$$

$$\mu_1 = 0.0030 \rightarrow \text{tableau} \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.898 \\ K_1 = 33.80 \end{cases}$$

### **2. Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{33.80} = 5.97 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{66070}{201.63 \times 0.898 \times 33} = 11.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### 3. Choix des armatures :

$$(6T16) \rightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 15 \text{ cm}$$

### 7.6.3. : Calcul du ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

#### ➤ **ELU :**

$$\sigma_m = 206 \text{ KN/m}$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 206 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -206 \times \frac{0.5^2}{2} = -25.75 \text{ KN.m}$$

### 1. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{25750}{14.2 \times 100 \times 36^2} = 0.013$$

$$\mu = 0.0013 < \mu_1 = 0.392 \text{ A' } \# \text{ et } 1000\varepsilon_1 > 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.053 = 0.993$$

### 2. Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{25750}{348 \times 0.993 \times 33} = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### 3. Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1] :

Acier FeE400

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{2.1}{f_e} = 4.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 4.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures:**

$$4\text{T12/ml} \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T12 ; e = 20 cm)

➤ **ELS :**

$$\sigma_m = 151 \text{ KN/m}$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 151 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = -151 \times \frac{0.5^2}{2} = -18.88 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 4.35}{100} = 0.65$$

$$E = D \times d \times 2 = 0.86 \times 33 \times 2 = 46.80$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.25 + \sqrt{1.25^2 + 87.5} = 6.22$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 65888.253 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{18880}{65888.253} = 0.29$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.80 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 1.42 \times 26.81 = 129.54 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{le ferrailage calculés à l'ELU sont maintenues .}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\max}^u = q_u \times l = 206 \times 0.5 = 103 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_{\max}^u}{b \times d} = \frac{103000}{100 \times 36 \times 100} = 0.29 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \bar{\tau}_U = \min \left[ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau_U = 0.29 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_U = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow$  **Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

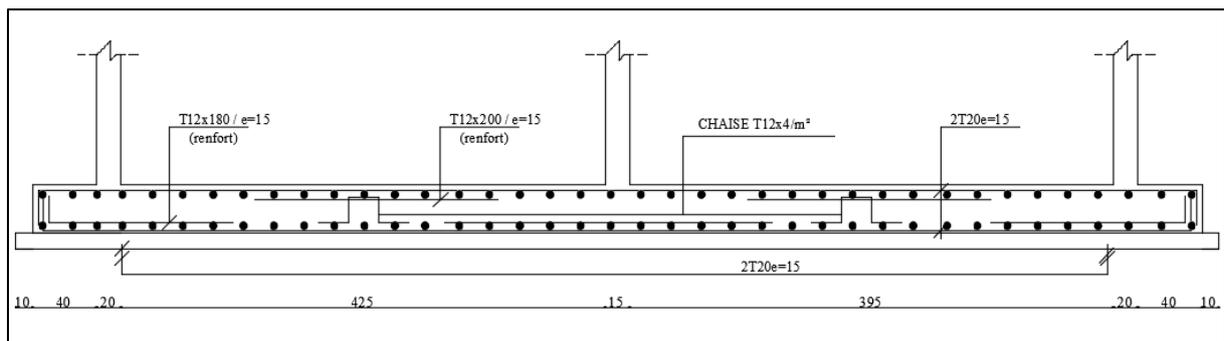


Figure 7.7 : Ferrailage radier.

#### **7.6.4. : Conclusion :**

Ce dernier chapitre a été principalement dédié au calcul des fondations tout en respectant les règlements imposés par le BAEL et RPA.

Pour ce qui concerne aux fondations nous sommes optés pour un radier général car nous avons jugé que c'était la solution la plus sûre et économique et nous avons mentionné par la même occasion ses avantages, finalement nous avons étudié les nervures et ferrailé selon la section d'acier minimale donnée par le RPA.

Etude de radier par robot

Schéma de ferrailage nervure et dalle

# **CHAPITRE 08**

**ETUDE TECHNICO COMMERCIALE**

## **8.1. Introduction :**

Depuis l'indépendance la grande obsession en Algérie est l'élimination de la crise du logement. À cette fin, plusieurs programmes et modèles résidentiels ont été alloués sous la forme de plans annuels quinquennaux, allant jusqu'au préfabriqué du logement pendant les années 80. Et tout cela pour atteindre l'objectif de la réalisation de plus grand nombre possible de logements et satisfaire toutes les demandes croissantes au fil du temps. Et vue l'aggravement de la crise tel que l'augmentation du nombre des demandeurs de logements et les crises financières qui ont frappés le payé, il apparaisse l'obligation de changement radicale des méthodes utilisées dans la réalisation des constructions, par l'organisation des chantiers et l'élaboration des plannings bien précis et les respectés, afin de gagner le facteur du temps est éviter toutes genre de gaspillage des ressources. Dans cette partie nous avons étudié trois parties :

- ❖ Métré (béton ferrailage)
- ❖ Planning
- ❖ Elaboration des devis

## **8.2. Métré :**

### **8.2.1. Définition du métré :**

Le métré n'est pas un plan, c'est un document administratif établi par le métreur sur des feuilles spéciales.

Le métré est composé de calculs de surfaces et de volumes qui permettent de déterminer les quantités de matières à mettre en œuvre.

### **8.2.2. Définition de l'avant métré :**

C'est le détail méthodique et analytique des ouvrages permettant l'établissement du devis quantitatif. Il est réalisé sur une feuille de métré et doit comporter :

- ❖ La description des ouvrages et de leur mise en œuvre.
- ❖ Le détail précis des calculs de leurs quantités.
- ❖ Des croquis (croquis minute) améliorant la compréhension technique.
- ❖ Des indications dimensionnelles.

### **8.2.3. Feuille de métré :**

Nous avons vu que les métrés et avant métrés nécessitent de nombreux calculs de surfaces et de volumes des différentes parties de la construction.

Pour éviter les erreurs et pour pouvoir vérifier ces calculs il convient de les présenter d'une façon claire et logique de façon à ce qu'ils puissent être compris et vérifier par toutes les personnes intéressées.

Il n'y a aucune règle précise régissant la mise en page des calculs de métré.

**8.2.4. Métré de Béton :****8.2.4.1. Radier :**

$$V = L \times l \times ep = 406,39 \times 0,40 = 162,556 \text{ m}^3$$

**8.2.4.2. Dalle plein :**

$$V = L \times l \times ep = 609,95 \times 0,15 = 91,4925 \text{ m}^3$$

**8.2.4.3. Voile :**

$$V_{T15} = L \times h \times ep = 580,16 \text{ m}^3$$

$$V_{T20} = L \times h \times ep = 673,796 \text{ m}^3$$

**8.2.4.5. Escaliers :**

$$VT = V_{volée} + V_{palier} = 1,328 + 0,567 = 1,895 \text{ m}^3$$

$$V_{volée} = L \times l \times ep + \frac{g \times h}{2} = 1,1 \times 2,60 \times 0,15 + \frac{0,17 \times 0,30}{2} = 0,664 \text{ m}^3 \times 2$$

$$V_{palier} = L \times l \times ep = 1,2 \times 3,15 \times 0,15 = 0,567 \text{ m}^3$$

**8.2.4.6. Acrotère :**

$$V = L \times b \times h = 11,253 \text{ m}^3$$

**8.3. Le coffrage :****8.3.1. Le coffrage en bâtiment :**

Le coffrage est une structure temporaire en bois ou en acier dans laquelle on coule le béton afin qu'il prenne la forme désirée et qu'il soit protégé durant le temps de séchage. Une fois le béton consolidé et sa stabilité assurée, le coffrage ou moule est enlevé. Certains coffrages sont utilisés à plusieurs reprises, d'autres ne servent qu'une fois.

**8.3.2. Le coffrage en construction :**

En construction, le coffrage est une charpente en bois ou en métal utilisée pour consolider ou maintenir la terre en sous-sol et éviter les éboulements ou les affaissements dans les puits, les souterrains, les mines.

**8.3.3. Le coffrage en décoration :**

Le coffrage est employé dans la décoration essentiellement pour cacher un élément disgracieux comme de la tuyauterie apparente. Il peut être en bois, en contreplaqué, en pierre, en béton, etc. En général, il est recouvert d'un revêtement esthétique comme la peinture.



Figure 8.1 : Métré de coffrage.

### **8.3.4. Métré de coffrage :**

#### **8.2.4.1. Radier :**

$$S = (L + l) \times ep \times 2 = 72,7 \times 0,4 = 29,08 \text{ m}^3$$

#### **8.2.4.2. Dalle plein :**

$$S = (L + l) \times ep \times 2 = 72,7 \times 0,15 + 406,39 = 479,24 \text{ m}^3$$

#### **8.2.4.3. Voile :**

$$S_T = (L + ep) \times h \times 2 = 8855,64 \text{ m}^3$$

#### **8.2.4.6. Acrotère :**

$$S = (L + l) \times ep \times 2 = 72,7 \times (0,6 + 0,15) = 54,52 \text{ m}^3$$

**8.4. Résumé de métré forma tableau :**

|                  | BETON    | COFFRAGE | RATIO COF | FERRAILLAGE | RATIO FER |
|------------------|----------|----------|-----------|-------------|-----------|
| <b>Fondation</b> |          |          |           |             |           |
| BP               | 20,31    |          |           |             |           |
| RADIER           | 162,556  | 29,08    | 0,17      | 10042,77    | 61,78     |
| <b>RDC</b>       |          |          |           |             |           |
| VOILE            | 1253,956 | 8855,64  | 7,06      | 150474,72   | 120       |
| DALLE P          | 91,4925  | 479,24   | 5,238     | 16493,35    | 180,27    |
| ESCALIER         | 1,895    | 17,88    | 9,43      | 154,97      | 81,78     |
| <b>ETAGE 1</b>   |          |          |           |             |           |
| VOILE            | 1253,956 | 8855,64  | 7,06      | 150474,72   | 120       |
| DALLE P          | 91,4925  | 479,24   | 5,238     | 16493,35    | 180,27    |
| ESCALIER         | 1,895    | 17,88    | 9,43      | 154,97      | 81,78     |
| <b>ETAGE 2</b>   |          |          |           |             |           |
| VOILE            | 1253,956 | 8855,64  | 7,06      | 150474,72   | 120       |
| DALLE P          | 91,4925  | 479,24   | 5,238     | 16493,35    | 180,27    |
| ESCALIER         | 1,895    | 17,88    | 9,43      | 154,97      | 81,78     |
| <b>ETAGE 3</b>   |          |          |           |             |           |
| VOILE            | 1253,956 | 8855,64  | 7,06      | 150474,72   | 120       |
| DALLE P          | 91,4925  | 479,24   | 5,238     | 16493,35    | 180,27    |
| ESCALIER         | 1,895    | 17,88    | 9,43      | 154,97      | 81,78     |
| <b>ETAGE 4</b>   |          |          |           |             |           |
| VOILE            | 1253,956 | 8855,64  | 7,06      | 150474,72   | 120       |
| DALLE P          | 91,4925  | 479,24   | 5,238     | 16493,35    | 180,27    |
| ESCALIER         | 1,895    | 17,88    | 9,43      | 154,97      | 81,78     |
| <b>ETAGE 5</b>   |          |          |           |             |           |
| VOILE            | 1253,956 | 8855,64  | 7,06      | 150474,72   | 120       |
| DALLE P          | 91,4925  | 479,24   | 5,238     | 16493,35    | 180,27    |
| ESCALIER         | 1,895    | 17,88    | 9,43      | 154,97      | 81,78     |
| <b>ETAGE 6</b>   |          |          |           |             |           |
| VOILE            | 1253,956 | 8855,64  | 7,06      | 150474,72   | 120       |
| DALLE P          | 91,4925  | 479,24   | 5,238     | 16493,35    | 180,27    |
| ESCALIER         | 1,895    | 17,88    | 9,43      | 154,97      | 81,78     |
| <b>ETAGE 7</b>   |          |          |           |             |           |
| VOILE            | 1253,956 | 8855,64  | 7,06      | 150474,72   | 120       |
| DALLE P          | 91,4925  | 479,24   | 5,238     | 16493,35    | 180,27    |
| ESCALIER         | 1,895    | 17,88    | 9,43      | 154,97      | 81,78     |
| <b>ETAGE 8</b>   |          |          |           |             |           |
| VOILE            | 1253,956 | 8855,64  | 7,06      | 150474,72   | 120       |
| DALLE P          | 91,4925  | 479,24   | 5,238     | 16493,35    | 180,27    |
| ESCALIER         | 1,895    | 17,88    | 9,43      | 154,97      | 81,78     |
| <b>ETAGE 9</b>   |          |          |           |             |           |
| VOILE            | 1253,956 | 8855,64  | 7,06      | 150474,72   | 120       |
| DALLE P          | 91,4925  | 479,24   | 5,238     | 16493,35    | 180,27    |
| ACROTERE         | 11,253   | 54,52    | 4,84      | 769,48      | 68,38     |

**8.6. Devis :**

Les devis et marchés en matière de construction sont, dans un sens général, l'ensemble des conventions qui interviennent entre le propriétaire et les constructeurs, pour régler le mode d'exécution d'une construction déterminée. Le devis comprend deux parties :

**8.6.1. Le devis descriptif :**

Qui indique en détail la position et les dimensions générales de la construction, les distributions et les dimensions particulières, la nature, la qualité, la quantité et le mode d'emploi des matériaux, et enfin le mode d'exécution des travaux.

**8.6.2. Le devis estimatif :**

Qui énonce le prix détaillé de tous les matériaux et de la main-d'œuvre, et se termine par un résumé exprimant le prix total de la construction, si elle est faite à forfait. Après avoir établi les plans et devis, le propriétaire et l'architecte dressent le Marché. C'est un acte contenant les clauses et conditions générales, suivant lesquelles le propriétaire et l'entrepreneur qui sera choisi s'engageront, chacun de son côté, à exécuter les travaux conformément aux plans et devis qui demeureront annexés au marché. Les devis et le marché, réunis ensemble, constituent ce qu'on appelle le Cahier des charges. Et se fait en deux étapes : Ilot infrastructure, Ilot superstructure.

**8.7. Prix unitaire :**

Le calcul du coût unitaire utilise la méthode des coûts. Le coût unitaire, aussi appelé coût de revient ou prix de revient, est obtenu par la division du coût de production total par le nombre total d'unités produites. Pour calculer le coût de production total, il suffit d'additionner les charges directes et indirectes. Ainsi, la formule du coût unitaire, est la suivante :  $\text{Coût de production unitaire} = \text{Coût de production total} / \text{Quantité totale produite}$ . Il permet notamment de calculer le coût minimal d'un produit donné afin de permettre à l'entreprise de prendre en charge facilement le coût de production. Cette condition est nécessaire pour réaliser un bon chiffre d'affaires et faire en sorte que les finances de l'entreprise soient saines. Le prix unitaire rentre aussi dans la fiche de stock. Pour le devis on a utilisé un logiciel de calcul **CYPECAD** (version d'essai) est un logiciel réalisant le calcul et le dimensionnement des structures en béton armé et métalliques, soumises à des actions horizontales et verticales, pour la construction de logements.

| <b>Ouvrage:</b> |                 | <b>BELGOU MIDI ABDEREZAK / AIT EMIRAT MOUFFEK</b> |                       |                 |                  |                     |
|-----------------|-----------------|---|-----------------------|-----------------|------------------|---------------------|
| <b>Code</b>     | <b>Type</b>     | <b>Unité</b>                                      | <b>Résumé</b>         | <b>Quantité</b> | <b>Prix (DA)</b> | <b>Montant (DA)</b> |
| <b>BEL</b>      | <b>Chapitre</b> |   | <b>ABD / MOU</b>      |                 | <b>146 139</b>   | <b>146 139</b>      |
| <b>AIT</b>      |                 |   |                       |                 | <b>515,93</b>    | <b>515,93</b>       |
| <b>1</b>        | <b>Chapitre</b> |   | <b>projet R+9</b>     |                 | <b>146 139</b>   | <b>146 139</b>      |
|                 |                 |   |                       |                 | <b>515,93</b>    | <b>515,93</b>       |
| <b>1.1</b>      | <b>Chapitre</b> |   | <b>Infrastructure</b> |                 | <b>3 842</b>     | <b>3 842 281,44</b> |
|                 |                 |   |                       |                 | <b>281,44</b>    |                     |
| <b>1.1.1</b>    | <b>Chapitre</b> |   | <b>Fondation</b>      |                 | <b>3 842</b>     | <b>3 842 281,44</b> |
|                 |                 |   |                       |                 | <b>281,44</b>    |                     |
| <b>1.1.1.1</b>  | Unité d'ouvrage | m3  | BP                    | 20,31           | 8 007,21         | 162 626,44          |
| <b>1.1.1.2</b>  | Unité d'ouvrage | m3  | Radier                | 162,56          | 22 636,23        | 3 679 655,00        |
|                 |                 |   | <b>1.1.4</b>          |                 | <b>0,00</b>      | <b>0,00</b>         |
|                 |                 |   | <b>1.1</b>            |                 | <b>3 842</b>     | <b>3 842 281,44</b> |
|                 |                 |   |                       |                 | <b>281,44</b>    |                     |
| <b>1.2</b>      | <b>Chapitre</b> |   | <b>Superstructure</b> |                 | <b>142 297</b>   | <b>142 297</b>      |
|                 |                 |   |                       |                 | <b>234,49</b>    | <b>234,49</b>       |
| <b>1.2.1</b>    | <b>Chapitre</b> |   | <b>RDC</b>            |                 | <b>45 165</b>    | <b>45 165</b>       |
|                 |                 |   |                       |                 | <b>896,91</b>    | <b>896,91</b>       |
| <b>1.2.1.1</b>  | Unité d'ouvrage | m3  | Voile                 | 1 253,96        | 30 454,56        | 38 188 678,24       |
| <b>1.2.1.2</b>  | Unité d'ouvrage | m3  | Dalle plein           | 91,49           | 75 849,50        | 6 939 660,38        |
| <b>1.2.1.3</b>  | Unité d'ouvrage | m3  | Poutre                | 0,00            | 40 170,77        | 0,00                |
| <b>1.2.1.4</b>  | Unité d'ouvrage | m3  | Escalier              | 1,86            | 20 203,49        | 37 558,29           |
| <b>1.2.3</b>    | <b>Chapitre</b> |   | <b>Étége1</b>         |                 | <b>10 796</b>    | <b>10 796</b>       |
|                 |                 |   |                       |                 | <b>220,49</b>    | <b>220,49</b>       |
| <b>1.2.3.1</b>  | Unité d'ouvrage | m3  | Voile                 | 125,40          | 30 454,56        | 3 819 001,82        |
| <b>1.2.3.2</b>  | Unité d'ouvrage | m3  | Dalle plein           | 91,49           | 75 849,50        | 6 939 660,38        |
| <b>1.2.3.3</b>  | Unité d'ouvrage | m3  | poutre                | 0,00            | 40 170,77        | 0,00                |
| <b>1.2.3.4</b>  | Unité d'ouvrage | m3  | Escalier              | 1,86            | 20 203,49        | 37 558,29           |
|                 |                 |   | <b>1.2.3</b>          |                 | <b>10 796</b>    | <b>10 796</b>       |
|                 |                 |   |                       |                 | <b>220,49</b>    | <b>220,49</b>       |
| <b>1.2.4</b>    | <b>Chapitre</b> |   | <b>Étége2</b>         |                 | <b>10 799</b>    | <b>10 799</b>       |
|                 |                 |   |                       |                 | <b>265,95</b>    | <b>265,95</b>       |
| <b>1.2.4.1</b>  | Unité d'ouvrage | m3  | Voile                 | 125,50          | 30 454,56        | 3 822 047,28        |
| <b>1.2.4.2</b>  | Unité           | m3  | Dalle plein           | 91,49           | 75 849,50        | 6 939 660,38        |

|                |                 |    |                |        |               |              |               |
|----------------|-----------------|----|----------------|--------|---------------|--------------|---------------|
|                | d'ouvrage       |    |                |        |               |              |               |
| <b>1.2.4.3</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Poutre         | 0,00   | 40 170,77     |              | 0,00          |
| <b>1.2.4.4</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Escalier       | 1,86   | 20 203,49     |              | 37 558,29     |
|                |                 |    | <b>1.2.4</b>   |        | <b>10 799</b> |              | <b>10 799</b> |
|                |                 |    |                |        | <b>265,95</b> |              | <b>265,95</b> |
| <b>1.2.5</b>   | <b>Chapitre</b> |    | <b>Etéage3</b> |        | <b>10 796</b> |              | <b>10 796</b> |
|                |                 |    |                |        | <b>220,49</b> |              | <b>220,49</b> |
| <b>1.2.5.1</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Voile          | 125,40 | 30 454,56     | 3 819 001,82 |               |
| <b>1.2.5.2</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Dalle plein    | 91,49  | 75 849,50     | 6 939 660,38 |               |
| <b>1.2.5.3</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Poutre         | 0,00   | 40 170,77     |              | 0,00          |
| <b>1.2.5.4</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Escalier       | 1,86   | 20 203,49     |              | 37 558,29     |
|                |                 |    | <b>1.2.5</b>   |        | <b>10 796</b> |              | <b>10 796</b> |
|                |                 |    |                |        | <b>220,49</b> |              | <b>220,49</b> |
| <b>1.2.6</b>   | <b>Chapitre</b> |    | <b>Etéage4</b> |        | <b>10 796</b> |              | <b>10 796</b> |
|                |                 |    |                |        | <b>220,49</b> |              | <b>220,49</b> |
| <b>1.2.6.1</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Voile          | 125,40 | 30 454,56     | 3 819 001,82 |               |
| <b>1.2.6.2</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Dalle plein    | 91,49  | 75 849,50     | 6 939 660,38 |               |
| <b>1.2.6.3</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Poutre         | 0,00   | 40 170,77     |              | 0,00          |
| <b>1.2.6.4</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Escalier       | 1,86   | 20 203,49     |              | 37 558,29     |
|                |                 |    | <b>1.2.6</b>   |        | <b>10 796</b> |              | <b>10 796</b> |
|                |                 |    |                |        | <b>220,49</b> |              | <b>220,49</b> |
| <b>1.2.7</b>   | <b>Chapitre</b> |    | <b>Etéage5</b> |        | <b>10 796</b> |              | <b>10 796</b> |
|                |                 |    |                |        | <b>220,49</b> |              | <b>220,49</b> |
| <b>1.2.7.1</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Voile          | 125,40 | 30 454,56     | 3 819 001,82 |               |
| <b>1.2.7.2</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Dalle plein    | 91,49  | 75 849,50     | 6 939 660,38 |               |
| <b>1.2.7.3</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Poutre         | 0,00   | 40 170,77     |              | 0,00          |
| <b>1.2.7.4</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Escalier       | 1,86   | 20 203,49     |              | 37 558,29     |
|                |                 |    | <b>1.2.7</b>   |        | <b>10 796</b> |              | <b>10 796</b> |
|                |                 |    |                |        | <b>220,49</b> |              | <b>220,49</b> |
| <b>1.2.8</b>   | <b>Chapitre</b> |    | <b>Etéage6</b> |        | <b>10 796</b> |              | <b>10 796</b> |
|                |                 |    |                |        | <b>086,49</b> |              | <b>086,49</b> |
| <b>1.2.8.1</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Voile contrvot | 125,40 | 30 454,56     | 3 818 867,82 |               |
| <b>1.2.8.2</b> | Unité           | m3 | Dalle plein    | 91,49  | 75 849,50     | 6 939 660,38 |               |

|                 |                 |    |                   |        |                       |              |                       |
|-----------------|-----------------|----|-------------------|--------|-----------------------|--------------|-----------------------|
|                 | d'ouvrage       |    |                   |        |                       |              |                       |
| <b>1.2.8.3</b>  | Unité d'ouvrage | m3 | Poutre            | 0,00   | 40 170,77             |              | 0,00                  |
| <b>1.2.8.4</b>  | Unité d'ouvrage | m3 | Escalier          | 1,86   | 20 203,49             |              | 37 558,29             |
|                 |                 |    | <b>1.2.8</b>      |        | <b>10 796 086,49</b>  |              | <b>10 796 086,49</b>  |
| <b>1.2.9</b>    | <b>Chapitre</b> |    | <b>Etéage7</b>    |        | <b>10 796 220,49</b>  |              | <b>10 796 220,49</b>  |
| <b>1.2.9.1</b>  | Unité d'ouvrage | m3 | Voile             | 125,40 | 30 454,56             | 3 819 001,82 |                       |
| <b>1.2.9.2</b>  | Unité d'ouvrage | m3 | Dalle plein       | 91,49  | 75 849,50             | 6 939 660,38 |                       |
| <b>1.2.9.3</b>  | Unité d'ouvrage | m3 | Poutre            | 0,00   | 40 170,77             |              | 0,00                  |
| <b>1.2.9.4</b>  | Unité d'ouvrage | m3 | Escalier          | 1,86   | 20 203,49             |              | 37 558,29             |
|                 |                 |    | <b>1.2.9</b>      |        | <b>10 796 220,49</b>  |              | <b>10 796 220,49</b>  |
| <b>1.2.10</b>   | <b>Chapitre</b> |    | <b>Etéage8</b>    |        | <b>10 796 220,49</b>  |              | <b>10 796 220,49</b>  |
| <b>1.2.10.1</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Voile             | 125,40 | 30 454,56             | 3 819 001,82 |                       |
| <b>1.2.10.2</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Dalle plein       | 91,49  | 75 849,50             | 6 939 660,38 |                       |
| <b>1.2.10.3</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Poutre            | 0,00   | 40 170,77             |              | 0,00                  |
| <b>1.2.10.4</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Escalier          | 1,86   | 20 203,49             |              | 37 558,29             |
|                 |                 |    | <b>1.2.10</b>     |        | <b>10 796 220,49</b>  |              | <b>10 796 220,49</b>  |
| <b>1.2.11</b>   | <b>Chapitre</b> |    | <b>Etéage9</b>    |        | <b>10 758 662,20</b>  |              | <b>10 758 662,20</b>  |
| <b>1.2.11.1</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Voile             | 125,40 | 30 454,56             | 3 819 001,82 |                       |
| <b>1.2.11.2</b> | Unité d'ouvrage | m3 | Dalle plein       | 91,49  | 75 849,50             | 6 939 660,38 |                       |
|                 |                 |    | <b>1.2</b>        |        | <b>142 297 234,49</b> |              | <b>142 297 234,49</b> |
|                 |                 |    | <b>1</b>          |        | <b>146 139 515,93</b> |              | <b>146 139 515,93</b> |
|                 |                 |    | <b>BELGOUMIDI</b> |        | <b>146 139</b>        |              | <b>146 139</b>        |
|                 |                 |    | <b>ABDEREZAK</b>  |        | <b>515,93</b>         |              | <b>515,93</b>         |
|                 |                 |    | <b>AIT AMIRAT</b> |        |                       |              |                       |
|                 |                 |    | <b>MOUFFEK</b>    |        |                       |              |                       |

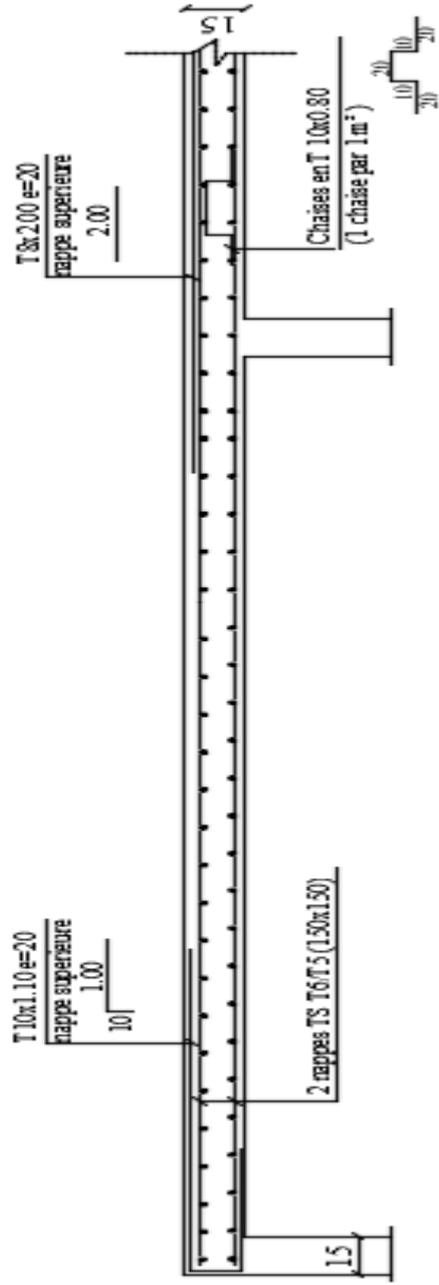
# Conclusion général

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

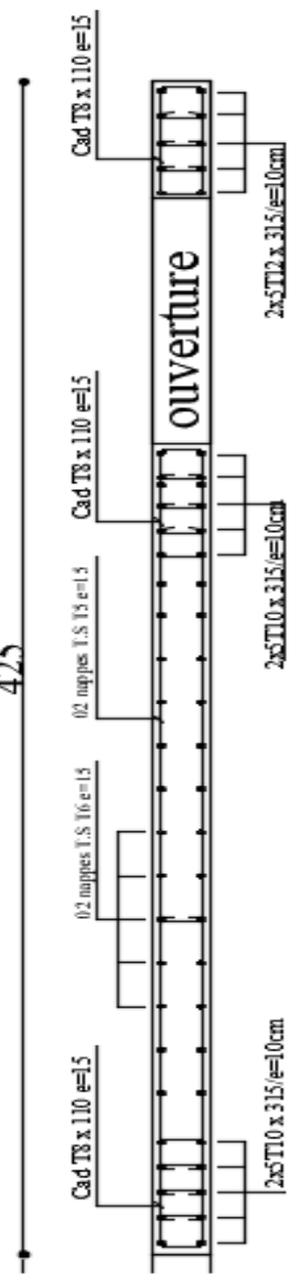
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la Période.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Vérification de la stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux.
- Le radier nervuré permet de rigidifier et d'avoir une distribution uniforme de charges qui lui sont appliquées par la superstructure.
- Pour évaluer la performance sismique de la structure on a utilisé la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale.

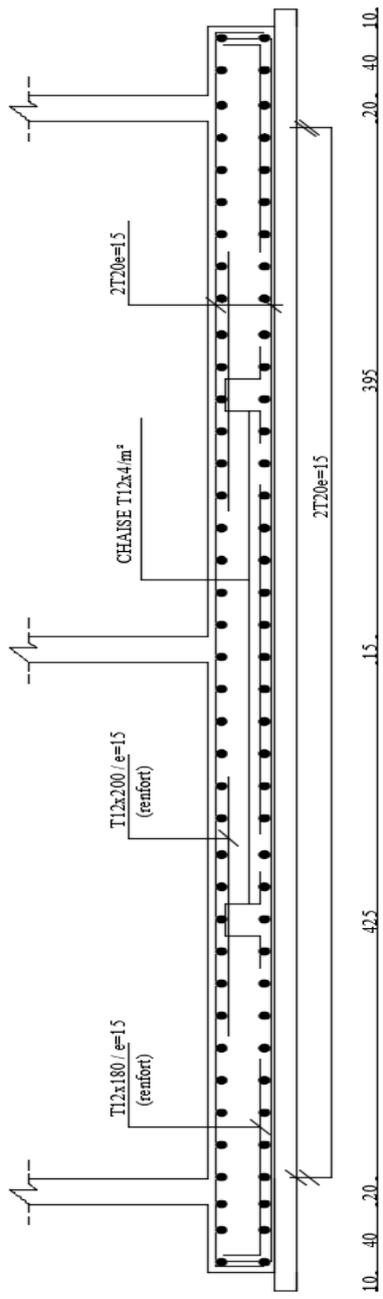
Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur

**ANNEXE**

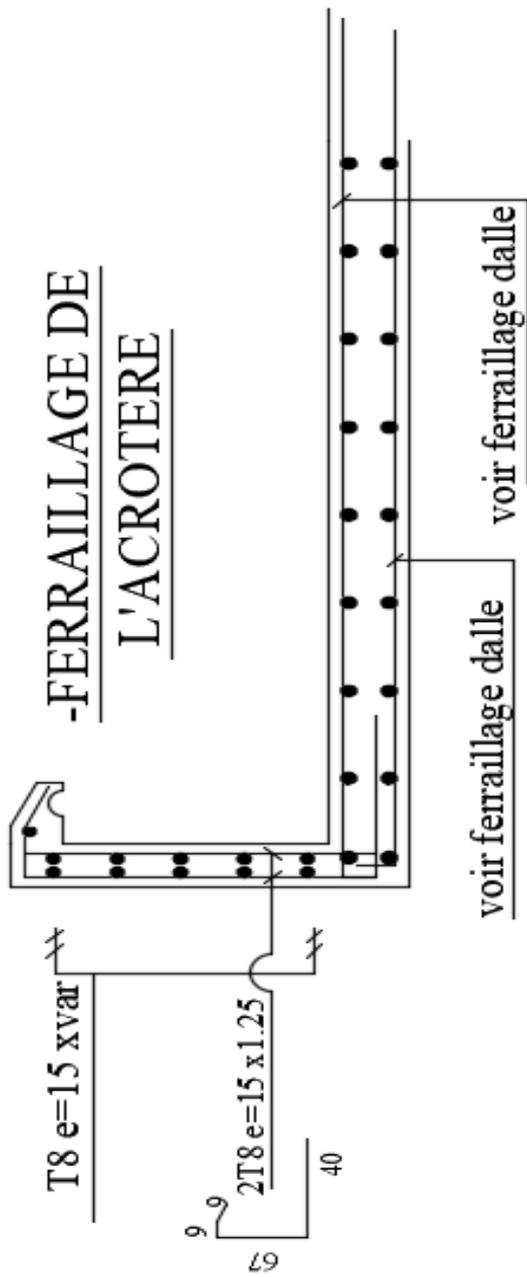


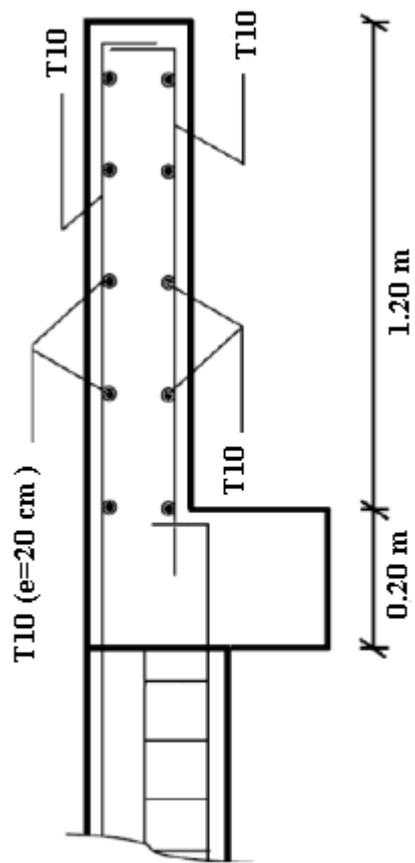
42.5











# Références

1. RPA-99, 2003. Règles Parasismiques Algériennes (1999). Document technique réglementaire DTR-BC 248 - Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger.
2. Eurocode 8-1 (2005). Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
3. Document Technique Réglementaire (D.T.R. BC 2.2). Charges permanentes et charges d'exploitation.
4. Règlement Neige et Vent RNV (1999). DTR-C-2-4.7.
5. BAEL et CBA93 : Calcul de Béton Armé
6. Ouanani, M. (2018). Polycopie de cours: Cours de calcul de Bâtiment
7. Chopra, A. K. (2011). Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering, Prentice-Hall, New Jersey, USA.
8. Zakariae, El Komiry. (2015). Résumé sous forme d'organigrammes de la norme BAEL